



Simo Luukkonen

## Sivukuormitettujen pylväasperustusten geotekninen käyttäytyminen

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 10.8.2015

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: TkL Sakari Lotvonen

---

**Tekijä** Simo Luukkonen

---

**Työn nimi** Sivukuormitettujen pylväasperustusten geotekninen käyttäytyminen

---

**Laitos** Rakennus- ja rakennustuotantotekniikka

---

**Professuuri** Pohjarakennus ja maamekaniikka

---

**Professuurikoodi** Rak-50

---

**Työn valvoja** Professori Leena Korkiala-Tanttu

---

**Työn ohjaaja(t)/Työntarkastaja(t)** TkL Sakari Lotvonen

---

**Päivämäärä** 10.8.2015

---

**Sivumäärä** 146+22

---

**Kieli** suomi

---

### Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tutkittiin sivukuormitettujen pylväasperustusten geoteknistä käyttäytymistä. Sivukuormitetulle perustukselle on tyypillistä suuret vaakasuuntaiset kuormitukset verrattuna pystysuuntaisiin kuormituksiin. Tutkimus keskittyi rautateiden sähköpylväiden perustusten tutkimiseen, mutta tutkimuksen tuloksia voidaan soveltaa myös muissa sivukuormitetuissa pylväasperustuksissa, kuten melusteiden perustuksissa. Tutkimukseen sisältyi sekä sivukuormitettujen maanvaraisten anturallisten perustusten että paaluperustusten käyttäytymisen tutkiminen. Tutkimuksen tavoitteena oli tutkia erityisesti ratapengerluiskan ja junakuorman vaikutusta perustusten käyttäytymiseen. Lähtötietona ja vertailuaineistona käytettiin ratapylväasperustuksille aiemmin tehtyjä koekuormituksia.

Luiskan vaikutusta anturallisen perustuksen käyttäytymiseen tutkittiin analyyttisellä kantavuuskaavamitoituksella käyttäen eri lähteiden mukaisia luiskan vaikutuksen pienennyskertoimia. Tehtyjä laskentoja verrattiin koekuormitusten tuloksiin. Paaluperustukselle vertailulaskennat tehtiin alustalukumenetelmää käyttäen. Paaluperustuksen vertailulaskelmissa luiskan vaikutusta tutkittiin eri lähteiden mukaisilla luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä. Lisäksi molempien perustustyyppien käyttäytymistä tutkittiin Plaxis3D ja -2D -ohjelmilla mallintamalla.

Mallinnuksissa selvisi, että kasvavalla sivukuormituksella kuormitetun anturallisen perustuksen murtomekanismi poikkeaa kantavuuskaavan olettamasta murtumistavasta, koska perustus murtuu kaatumalla jäykkänä kappaleena. Tämän takia kantavuuskaavan avulla tehtävät analyyttiset vertailulaskelmat eivät ole teoreettisesti suoraan vertailukelpoisia koekuormituksiin nähden. Vertailulaskelmien perusteella eri kantokestävyysteorioiden mukaiset luiskan kaltevuudesta riippuvaiset pienennyskertoimet yliarvioivat luiskan pienentävää vaikutusta kantokestävyyteen eli aliarvioivat kantokestävyyttä. Paaluperustusten osalta nykyisten suunnitteluohjeiden mukaiset luiskan vaikutuksen redusointimenetelmät eivät antaneet koekuormituksia vastaavia kuormitus-siirtymä -kuvaajia, vaan oikeampia tuloksia saatiin sivuvastuksen ääriarvoa redusoivan luiskakertoimen avulla. Plaxis-mallinnuksessa selvisi, että junakuorman vaikutus luiskaan päin sivukuormitetun anturalliseen perustukseen on perustusta vakauttava. Junakuorma lisää anturalliselle perustukselle kohdistuvaa taivutusrasitusta. Paaluperustuksen käyttäytymiseen ei junakuormalla ollut Plaxis-mallinnusten perusteella merkitystä.

---

**Avainsanat** pylväasperustus, sivukuormitettu perustus, pengerluiska, kantokestävyys, alustalukumenetelmä

---



<b>Author</b> Simo Luukkonen		
<b>Title of thesis</b> Geotechnical behavior of laterally loaded pillar foundations		
<b>Department</b> Department of Civil and Structural Engineering		
<b>Professorship</b> Soil Mechanics and Foundation Engineering		<b>Code of professorship</b> Rak-50
<b>Thesis supervisor</b> Professor Leena Korkiala-Tanttu		
<b>Thesis advisor(s) / Thesis examiner(s)</b> Lic. Sc. (Tech.) Sakari Lotvonen		
<b>Date</b> 10.8.2015	<b>Number of pages</b> 146+22	<b>Language</b> Finnish

### **Abstract**

This thesis studied geotechnical behavior of laterally loaded pillar foundations. Typical properties of laterally loaded foundation are significant lateral loads compared to the vertical loads. The research focused on the study of railway catenary pole foundations, but the results can also be applied in other laterally loaded foundations such as noise barrier foundations. Both shallow foundations (square footing) and pile foundations and their behavior were studied. The goal of research was to investigate how the slope and train load effect on the foundation. Previously made field loading tests were used as reference information.

The effect of the slope for the behavior of square footing was studied by analytical bearing capacity calculations using slope effect factors according to different sources. Calculation results were compared to the field loading tests. Comparison calculations for pile foundations were made using subgrade reaction method. Slope effect was investigated using sole effect reduction methods according to different sources. Also Plaxis3D and Plaxis2D modeling was made for both foundation types.

Modeling showed that when loaded with increasing lateral load, the failure mechanism of square footing differs from the mechanism that bearing capacity theory presumes. Failure of footing occurs by overturning as a rigid body. Because of that, analytical calculations using bearing capacity formula are not theoretically directly comparable to field tests. According to comparing calculations, slope effect factors according to different bearing capacity theories overestimate the slope effect for the bearing capacity and give smaller bearing capacities than actual. For the pile foundations, slope effect reduction methods according current design guides were not congruent with field loading test results. More realistic results of slope effect were got using specific factors that reduced the resistance of the soil. Plaxis modeling showed that train load stabilizes the footing when it is loaded laterally to the slope. Train load increases the bending moment of the column part of shallow foundation. According to Plaxis modelings, the train load had no relevant impact on pile foundation.

---

**Keywords** pillar foundation, laterally loaded foundation, embankment slope, bearing capacity, subgrade reaction method

---

## Alkusanat

Liikennevirasto on tilannut tämän diplomityön Pöyry Finland Oy:ltä. Työn rahoittajana on ollut Liikennevirasto sekä Pöyry Finland Oy, joita haluan kiittää diplomityön mahdollistamisesta. Tämän työn on tarkoitus toimia pohjatyönä Liikenneviraston sivukuorimitettuja pylväasperustuksia koskevalle suunnitteluohjeelle. Työn tavoitteena on luoda edellytykset ohjeen kirjoittamiselle.

Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu, jota kiitän kommenteista sekä hyvästä opetuksesta. Työn ohjausryhmään kuuluivat Sakari Lotvonen Pöyry Finland Oy:stä sekä Panu Tolla ja Veli-Matti Uotinen Liikennevirastosta. Sakaria haluan kiittää tämän työn ohjauksesta ja kaikesta muusta ammatillisesta opastuksesta, jota olen häneltä saanut. Panulle ja Veli-Matille suuret kiitokset neuvoista, kommenteista ja etenkin kärsivällisyydestä työn aikana.

Lisäksi haluan kiittää ystäviäni tuesta työn aikana sekä työkavereitani erittäin mukavasta työskentely-ympäristöstä.

Oulu 10.8.2015



Simo Luukkonen

## Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo.....	5
Merkinnät .....	7
Lyhenteet.....	9
1 Johdanto.....	10
2 Sivukuormitetut pylväasperustukset .....	11
2.1 Yleistä .....	11
2.2 Perustustyyppejä .....	12
2.2.1 Maanvaraiset perustukset .....	12
2.2.2 Kallionvaraiset perustukset .....	13
2.2.3 Paalutetut perustukset .....	13
2.2.4 Ratapylväasperustukset Ruotsissa.....	15
2.3 Rautatien aiheuttamat erityispiirteet .....	17
2.3.1 Perustamisolosuhteet .....	17
2.3.2 Mitoitukseen vaikuttavat raja-arvot.....	19
2.3.3 Maa- ja pohjarakennus rataympäristössä .....	20
2.4 Perustusten kuormat rautatieympäristössä .....	21
3 Maanvaraisen anturallisen perustuksen kantokestävyys ja mitoitus.....	24
3.1 Yleistä .....	24
3.2 Maapohjan murtuminen .....	24
3.3 Kantokestävyysteorioita.....	26
3.3.1 Prandtlin teoria .....	26
3.3.2 Brinch Hansenin teoria ja yleinen kantavuuskaava.....	27
3.3.3 Meyerhofin teoria .....	29
3.3.4 Vesićin teoria.....	31
3.4 Suomalainen mitoitusohje anturalliselle perustukselle.....	32
3.4.1 Yleistä .....	32
3.4.2 Eurokoodin kantavuuskaava .....	33
3.4.3 Kantokestävyysmitoitustapa .....	35
3.5 Ruotsalainen mitoituskäytäntö .....	37
3.6 Luiskan vaikutus kantokestävyyteen .....	38
3.7 Anturaperustuksen siirtymät ja kiertymät .....	41
3.7.1 Kiertymien ja siirtymien laskenta.....	41
3.7.2 Luiskan vaikutus siirtymiin ja kiertymiin .....	43
4 Paaluperustuksen kestävyys ja mitoitus .....	44
4.1 Paaluperustuksen toiminta sivukuormituksessa .....	44
4.1.1 Maan käyttäytyminen paalun ympärillä.....	44
4.1.2 Paalun käyttäytyminen sivukuormituksessa .....	45
4.1.3 Paaluun kohdistuva maanpaine .....	47
4.2 Paaluperustuksen sivukuormituskapasiteetti.....	51
4.2.1 Sivuvastus ja sivukuormitus.....	51
4.2.2 Luiskan vaikutus sivuvastukseen .....	52
4.3 Paalun vaakasuuntaiset alustaluvut.....	55
4.3.1 Alustalukumenetelmä .....	55
4.3.2 Alustalukujen määrittäminen .....	56
4.3.3 Alustaluvun ja paalun siirtymän yhteys.....	58

4.3.4	Luiskan vaikutus alustalukumenetelmässä .....	59
4.3.5	Alustaluvut kerroksellisessa maassa.....	61
5	Koekuormituskohteet .....	62
5.1	Yleistä .....	62
5.2	Koekuormitukset rataosuudella Tuomioja-Raaha .....	62
5.3	Koekuormitukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö.....	65
6	Vertailulaskelmat koekuormituksille .....	67
6.1	Anturalliset perustukset.....	67
6.1.1	Tehtyjen laskentojen esittely .....	67
6.1.2	Laskentojen tulokset .....	70
6.2	Paaluperustukset .....	77
6.2.1	Tehdyt laskennat.....	77
6.2.2	Robot-rakennemalli .....	78
6.2.3	Paalun alustaluvut eri menetelmillä.....	80
6.2.4	Paalun laskennalliset siirtymät eri menetelmillä .....	83
6.2.5	Paalun laskennalliset rasitukset eri menetelmillä .....	89
7	Mallinnus elementtimenetelmällä .....	91
7.1	Yleistä .....	91
7.2	Plaxis 3D .....	91
7.2.1	Yleistä .....	91
7.2.2	Maan materiaalmallit .....	91
7.2.3	Rakenne-elementit .....	93
7.3	Anturallisen perustuksen mallinnus.....	94
7.3.1	Ratapengermallin ja perustuksen ominaisuudet .....	94
7.3.2	Mallinnuksen kulku .....	100
7.3.3	Junakuorman vaikutus anturalliseen perustukseen.....	102
7.3.4	Sivukuormitetun anturaperustuksen murtomekanismi .....	110
7.4	Paaluperustuksen mallinnus .....	113
7.4.1	Mallin geometria ja ominaisuudet .....	113
7.4.2	Mallinnuksen kulku ja sivukuormitustavat .....	116
7.4.3	Junakuorman vaikutus paaluperustukseen .....	118
7.4.4	Luiskassa olevan paalun käyttäytyminen sivukuormituksessa .....	122
8	Tulosten analyysi .....	133
8.1	Anturallisen perustuksen käyttäytyminen.....	133
8.1.1	Luiskan vaikutus anturallisen perustuksen käyttäytymiseen .....	133
8.1.2	Junakuorman ja maanpaineen vaikutus anturallisen perustuksen käyttäytymiseen .....	134
8.2	Paaluperustuksen käyttäytyminen .....	135
8.2.1	Luiskan vaikutus sivukuormitetun paaluperustuksen käyttäytymiseen..	135
8.2.2	Junakuorman vaikutus paaluperustuksen käyttäytymiseen.....	137
9	Johtopäätökset ja jatkotoimenpiteet .....	138
9.1	Johtopäätökset .....	138
9.1.1	Anturallinen perustus.....	138
9.1.2	Paaluperustus.....	139
9.2	Sivukuormitetun perustuksen mitoittaminen .....	139
9.3	Jatkotoimenpiteet .....	140
	Lähdeluettelo .....	142
	Liiteluettelo .....	146
	Liitteet	

## Merkinnät

A	[m <sup>2</sup> ]	poikkipinta-ala
A'	[m <sup>2</sup> ]	anturan tehokas pinta-ala
B	[m]	anturan leveys
B'	[m]	anturan tehokkaan alan pienempi sivumitta
D	[m]	perustamissyvyys
E	[MN/m <sup>2</sup> ]	materiaalin kimmomoduuli
E <sub>d</sub>	[MN/m <sup>2</sup> ]	maan avoimen tilan kimmomoduuli
E <sub>s</sub>	[MN/m <sup>2</sup> ]	maan kimmomoduuli
E <sub>oed</sub>	[MPa]	ödometrikokeen kuormitusvaiheen tangenttimoduuli
E <sub>u</sub>	[MN/m <sup>2</sup> ]	maan suljetun tilan kimmomoduuli
E <sub>ur</sub>	[MPa]	kolmiaksiaalikokeen toisto- ja palautusvaiheen moduuli
E <sub>50</sub>	[MPa]	kolmiaksiaalikokeen sekanttimoduuli
H	[kN]	vaakakuorma
I <sub>m</sub>		perustuksen muotokerroin
I, I <sub>2</sub> , I <sub>3</sub>	[m <sup>4</sup> ]	profiilin jäyhyysmomentti
K <sub>a</sub> , K <sub>an</sub> , K <sub>ay</sub> , K <sub>ac</sub>		kertoimia aktiiviselle maanpaineelle
K <sub>FI</sub>		luotettavuusluokasta riippuva kuormituskerroin
K <sub>p</sub> , K <sub>pn</sub> , K <sub>py</sub> , K <sub>pc</sub>		kertoimia passiiviselle maanpaineelle
K <sub>0</sub>		maan lepopaine kerroin
K <sub>0;β</sub>		rakenteesta ylöspäin viettävän maan lepopaine kerroin
L	[m]	anturan pituus
L'	[m]	anturan tehokkaan alan suurempi sivumitta
M	[kNm]	taivutusmomentti
M <sub>lask</sub>	[kNm]	vertailulaskennoissa saatu perustuksen momenttikestävyys
M <sub>u</sub> , M <sub>u,koe</sub>	[kNm]	anturaperustuksen koekuormitusten murtomomentti
M <sub>y</sub> , M <sub>y,koe</sub>	[kNm]	anturaperustuksen koekuormitusten myötömomentti
M <sub>s</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
N <sub>c</sub> , N <sub>q</sub> ja N <sub>γ</sub>		maan leikkauskestävyyskulmasta riippuvia kantavuuskertoimia
P <sub>a</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	aktiivinen maanpaine
P <sub>p</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	passiivinen maanpaine
P <sub>0</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	maan lepopaine
R		paalun käyttäytymistä hienorakeisessa maassa kuvaava parametri
R <sub>inter</sub>		materiaalien välistä karheutta kuvaava kerroin Plaxiksessa
R/A'	[kN/m <sup>2</sup> ]	maapohjan kantokestävyys
T		paalun käyttäytymistä karkearakeisessa maassa kuvaava parametri
V	[kN]	pystykuorma
b <sub>c</sub> , b <sub>q</sub> ja b <sub>γ</sub>		perustuksen pohjan kaltevuuden vaikutuskertoimia
b <sub>ef</sub>	[m]	anturan tehokas leveys
c	[kPa]	koheesio
c'	[kPa]	tehokas koheesio
c <sub>u</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	suljettu leikkauslujuus
d	[m]	paalun halkaisija tai sivun pituus
d <sub>c</sub> , d <sub>q</sub> ja d <sub>γ</sub>		perustamissyvyyden vaikutuskertoimia
e, e <sub>B</sub> , e <sub>L</sub> , e <sub>lask</sub>	[m]	kuormituksen epäkeskisyyttä

$g, g_c, g_q$ ja $g_\gamma$		maanpinnan kaltevuuden vaikutuskertoimia
$i_c, i_q$ ja $i_\gamma$		kuormitusresultantin kaltevuuden vaikutuskertoimia
$k_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	alustaluku
$m$		moduuliluku
$m, m_B, m_L$		kantavuuskaavan kuormituksen suunnasta riippuva kerroin
$n_h$	[kN/m <sup>3</sup> ]	alustalukukerroin
$p_{lask}$	[kPa]	momenttia $M_{lask}$ vastaava pohjapaine anturan alla
$p_m$	[kN/m <sup>2</sup> ]	sivuvastuksen/-kuormituksen ääriarvo
$q'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas pystyjännitys perustamistasossa
$q_b, q_u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maapohjan kantokestävyys
$s_c, s_q$ ja $s_\gamma$		perustuksen muodon vaikutuskertoimia
$y_m$	[m]	sivuvastuksen ääriarvon kehittymiseen vaadittava siirtymä
$z_r$	[m]	perustuksen kiertokeskiön syvyys
$\alpha$	[-]	alustaluvun laskennassa käytettävä kerroin
$\alpha$	[-]	luiskassa olevan paalun sivuvastuksen pienennyskerroin
$\alpha$	[°]	rakenteen kaltevuuskulma pystytasossa
$\beta$		alustaluvun laskennassa käytettävä maan Poissonin luvusta riippuva kerroin
$\beta$	[-]	jännitysekspONENTTI
$\beta$	[°, rad]	maanpinnan kaltevuus vaakatason suhteen
$\beta_u$	[‰]	koekuormitusten murtomomenttia vastaava kiertymä
$\beta_y$	[‰]	koekuormitusten myötömomenttia vastaava kiertymä
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	maan tehokas tilavuuspaino
$\gamma_1$	[kN/m <sup>3</sup> ]	perustamistason yläpuolisen maan tilavuuspaino
$\gamma_2$	[kN/m <sup>3</sup> ]	perustamistason alapuolisen maan tilavuuspaino
$\gamma_M$		maaparametrien osavarmuusluku
$\gamma_R$		antura- ja laattaperustuksen kestävyys osavarmuusluku
$\gamma_Q$		muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\delta$	[°]	rakenteen ja maan välinen leikkauskestävyyskulma
$\theta$		perustuksen kiertymä
$\theta$	[°]	rakenteen kaltevuuskulma pystytasossa
$\nu$	[-]	Poissonin luku
$\xi_c, \xi_q$ ja $\xi_\gamma$		perustamisolosuhteista riippuvia kantavuuskaavan korjauskertoimia
$\sigma_v'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas pystyjännitys
$\varphi$	[°]	maan leikkauskestävyyskulma
$\varphi'$	[°]	maan tehokas leikkauskestävyyskulma
$\chi^a$		perustuksen anturaosan kiertojäykkyys
$\chi^p$		perustuksen pilariosan kiertojäykkyys
$\psi$	[°]	dilataatiokulma
$\psi_{0,i}$		kuorman yhdistelykerroin



## Lyhenteet

ATU	Aukean tilan ulottuma
DA	Design Approach
GL	Geotekninen luokka
HS	Hardening Soil -materiaalimalli
LE	Lineaarisesti elastinen materiaalimalli
LiVi	Liikennevirasto
OCR	Over-Consolidation Ratio, ylikonsolidaatioaste
RATO	Ratatekniset ohjeet
RC	Luotettavuusluokka
RHK	Ratahallintokeskus
RIL	Rakennusinsinööriliitto
SGI	Statens Geotekniska Institut

# 1 Johdanto

Sivukuormitettuja pylväsperustuksia esiintyy tyypillisesti rautateiden ja maanteiden sähköpylväissä, portaaleissa ja melusteissa. Tyypillisesti tällaisissa rakenteissa pääosa rakenteen kuormista muodostuu vaakasuuntaisista kuormista ja usein rakenteen oma paino on lisäksi suhteellisen pieni. Rautatieympäristössä on lisäksi tyypillistä perustuksen sijoittuminen pengerluiskaan, joka vaikuttaa alentavasti perustuksen kantokestävyyteen. Luiskan vaikutuksen huomioimiseen on olemassa useita eri menetelmiä eri lähteissä sekä anturalliselle perustukselle että paaluperustukselle. On myös epäselvää, miten junan aiheuttama kuormitus vaikuttaa ratapenkereessä olevan perustuksen käyttäytymiseen.

Tämän työn tavoitteena on tutkia sivukuormitettujen pylväsperustusten geoteknistä käyttäytymistä. Tutkittavina perustustyyppinä on maanvarainen anturallinen perustus ja paaluperustus. Tutkimus keskittyy rautatieympäristössä oleviin perustuksiin, mutta tutkimustuloksia voidaan hyödyntää myös muiden vastaavien sivukuormitettujen pylväsperustuksien suunnittelussa. Yhtenä työn tavoitteena on tutkia luiskan vaikutusta sivukuormitetun perustuksen käyttäytymiseen tasamaalla olevaan perustukseen verrattuna. Anturallisella perustuksella tämä tarkoittaa kantavuuslaskennoissa käytettävän luiskan vaikutuksen pienennyskertoimen oikeellisuuden tutkimista. Paaluperustuksella tavoitteena on tutkia, miten luiska vaikuttaa paalun vaakasuuntaisiin jousitukiin ja vaakasiirtymiin mitoitusmenetelmänä käytettävässä alustalukumenetelmässä. Lisäksi tavoitteena on tutkia junakuorman vaikutusta sekä anturallisen perustuksen että paaluperustuksen geotekniseen käyttäytymiseen.

Tutkimuksen lähtöaineistona on aiemmin ratapylväsperustuksille tehtyjä koekuormituksia, joiden tuloksia tässä tutkimuksessa hyödynnetään. Anturallisten perustusten osalta koekuormitetuille perustuksille lasketaan analyttisiä vertailulaskelmia nykyisillä eurokoodin ja suunnitteluohjeiden mukaisilla mitoitusmenetelmillä eri lähteiden luiskan vaikutuksen pienennyskertoimia käyttäen. Paaluperustusten osalta koekuormitetuille paaluperustuksille lasketaan vertailulaskelmia alustalukumenetelmällä Autodesk Robot -ohjelmaa käyttäen. Koekuormitusten lisäksi vertailutuloksia on tarkoitus saada mallintamalla sekä anturallinen perustus että paaluperustus Plaxis3D-ohjelmalla. Plaxisella on tarkoitus saada tuloksia luiskan vaikutuksesta perustuksen toimintaan sekä kuinka junakuorma vaikuttaa perustuksen geotekniseen käyttäytymiseen.

Tämän tutkimuksen on tarkoitus toimia pohjatyönä Liikenneviraston sivukuormitettuja pylväsperustuksia koskevalle suunnitteluohjeelle. Liikenneviraston ohjeet koskien sivukuormitettuja perustuksia tulisi saada täydennettyä ja päivitettyä siten, että Liikennevirasto voi antaa tekniset vaatimukset ja suunnitteluohjeet keskeisille pylväsperustustyypeille. Työn tavoitteena on luoda edellytykset ohjeen kirjoittamiselle.

## 2 Sivukuormitetut pylväsperustukset

### 2.1 Yleistä

Sivukuormitetuille pylväsperustuksille on ominaista vaakasuuntaisen ja momenttikuurituksen suhteellisen suuri osuus pystysuuntaiseen kuormitukseen verrattuna.

Voimakkaasti sivukuormitettuja rakenteita esiintyy mm. seuraavissa tapauksissa:

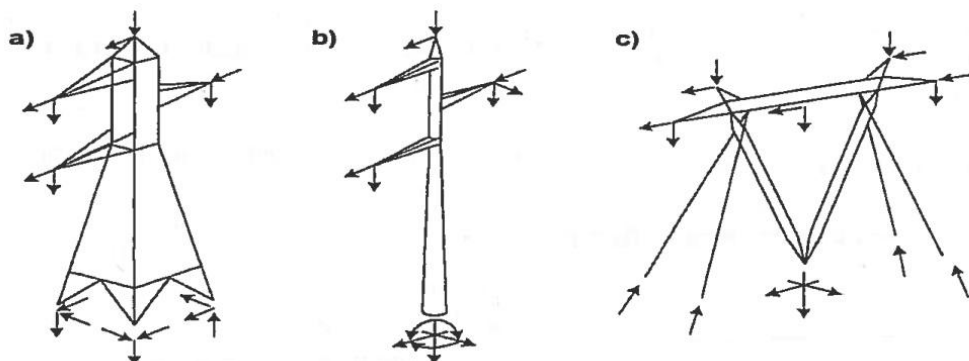
- rataverkon kannatin-, opastin- ja valaisinylväät sekä meluesteet
- teiden valaisinylväät, meluesteet ja opastintaulut
- tuulivoimalat
- sähkönsiirtoverkon voimalinjapylväät
- telekommunikaatiomastot

Osassa ylläesitetystä tapauksista sivukuormitus pyritään ottamaan huomioon ylärakenteen harustuksella, jolloin rakenne saadaan optimoitua paremmin teknisesti ja taloudellisesti. Pienemmällä rakenteilla tai tapauksissa, joissa harusten vaatima tila on rajoitettu, toteutetaan ylärakenne vapaasti seisovana. (Koskinen & Rantala 2003, s. 6).

Pylväät voidaan jaotella toiminnallisiin tyypeihin ylärakenteesta perustuksille tulevan kuorman mukaan. Perustuksille voi syntyä tukireaktionä ylärakenteeseen nähden normaalivoimia, leikkausvoimia, taivutusmomentteja tai näiden yhdistelmiä. Perustukset siirtävät rasitukset kantavaan maapohjaan tai kallioon. Perustuksille muodostuvien kuormien perusteella voidaan pylväiden toiminnalliset perustustyypit jaotella seuraavasti:

- vapaasti seisova ristikkopylväs (voimalinjapylväät, telekommunikaatiopylväät)
- monopolepylväs eli yksijalkainen harustamaton pylväs (tuulivoimalat, rautatie- ja tieverkon pylväät)
- harustettu pylväs (voimalinjapylväät, telekommunikaatiopylväät)

Ylärakenteiden toiminnalliset perustustyypit on esitetty kuvassa 2.1 (Koskinen & Rantala 2003, s. 6-7). Tässä tutkimuksessa keskitytään ns. monopolepylväiden perustuksien geotekniseen käyttäytymiseen erityisesti rataympäristössä.



Kuva 2.1. Pylväiden toiminnalliset perustustyypit (Koskinen & Rantala 2003, s. 8).

a) vapaasti seisova ristikkopylväs

b) monopole

c) harustettu

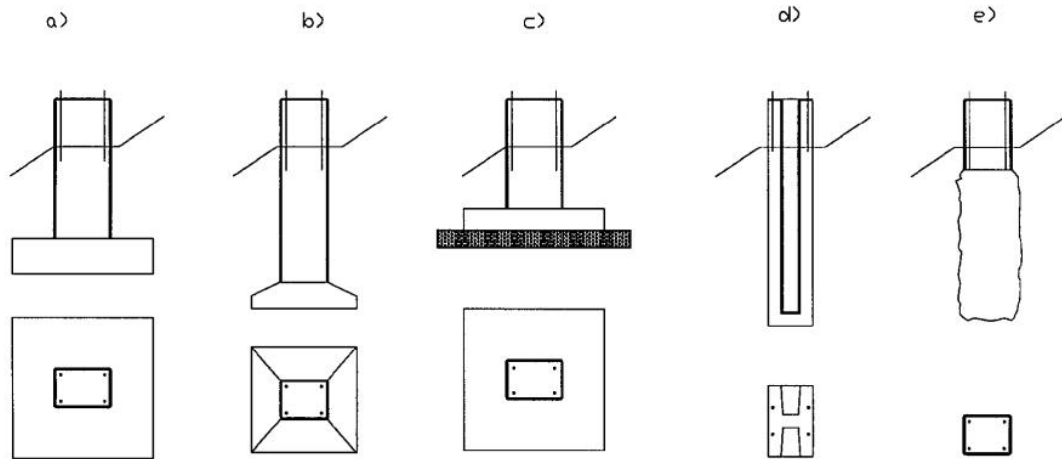
## 2.2 Perustustyyppejä

Rautateiden sivukuormitetut perustukset voidaan jakaa neljään ryhmään: ratajohtopylväiden perustukset, opastinpylväiden perustukset, valonheitinmastojen perustukset ja melusteiden perustukset. Ratajohtopylväiden perustukset voidaan jakaa I-, P- ja R-pylväiden sekä imumuuntajapylväiden perustuksiin. I-pylväs koostuu kahdesta vastakkain olevasta U100...140-profiilista, jotka on kiinnitetty toisiinsa lattateräksillä. Paikalleen asennetun I-pylvään jäykempi suunta on rataa vastaan kohtisuorassa suunnassa. I-pylväs on tavallisin rautateillä käytetty pylvästyyppi ja pääosa ulokkeellisista ratajohdinpylväistä on I-pylväitä. P-pylväs koostuu I-pylvään tapaan kahdesta toisiinsa sidotuista U-profiilista, mutta P-pylväessä käytettyjen profiilien koko on suurempi vaihdellen välillä U200...U280. Paikalleen asennetun P-pylvään jäykempi suunta on radan kanssa samansuuntainen. P-pylväitä käytetään esimerkiksi ahtaissa raideväleissä, joihin I-pylväs ei mahdu tai portaalien jalkana. R-pylväs on ristikkorakenteinen pylväs, jota käytetään pääasiassa kehäportaalina. Pelkkää R-pylvästä voidaan käyttää myös kiristyspylväänä, jos pylväältä vaaditaan poikkeuksellisen suurta rataa vastaan kohtisuoraa kestävyyttä. Opastinpylväät voidaan jakaa opastinsiltojen pylväisiin ja opastinulokeportaalisiin. Valonheitinmastojen perustukset voidaan jakaa maston korkeuden mukaan 20 m, 25 m ja 31 m mastojen perustuksiin. (Kulman 2001a, s. 24; Liikennevirasto 2013a, s. 51–54).

Ratajohtopylväiden perustuksia on ja on ollut aikojen saatossa käytössä kymmeniä erilaisia. Vanhimmat perustukset ovat paikalla valettuja. Sitten pylväsperustukset on tehty useimmiten elementtirakenteisina.

### 2.2.1 Maanvaraiset perustukset

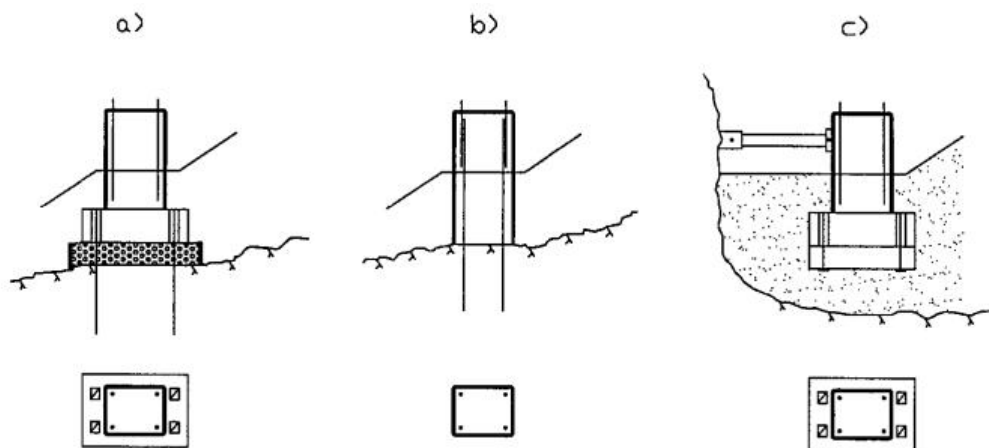
Maanvaraisia perustuksia on tehty anturallisina ja anturattomina. Anturallisia perustuksia on vanhoja paikalla valettuja sekä uudempia elementtirakenteisia. Maanvaraisia I-pylväiden perustustyyppejä on esitetty kuvassa 2.2. Kuvan 2.2a perustus on paikalla valettava anturaperustus. Kuvan 2.2b perustus on elementtirakenteinen anturaperustus. Elementtiperustuksista on olemassa eri tilanteisiin sopivia kokovaihtoehtoja. Kuvan 2.2c perustus on matala-anturainen perustus. Matalaperustuksen alle tehdään tarvittaessa routasuojaus. Kuvan 2.2d perustus on anturaton perustuselementti. Se on suunniteltu aikoinaan mahdollisimman kevytrakenteiseksi, jotta se voitaisiin asentaa kaivinkoneella. Kuvan 2.2e anturaton perustus on tehty paikalla valettuna kahmarikauhalla tehtyyn kaivantoon. Muotteja on käytetty ainoastaan perustuksen yläosassa. (Kulman 2001a, s. 26). Nykyisellään I-pylväiden maanvaraisia perustuksia asennetaan käytännössä enää elementtirakenteisina anturaperustuksina. Anturattomia perustuksia ei enää rakenneta, mutta niitä saattaa olla vielä käytössä. Muiden ratajohtopylväiden ja opastimien maanvaraiset perustukset ovat vastaavanlaisia kuin I-pylväiden, mutta niiden koot voivat olla suurempia suuremmista kuormista johtuen. Suurempia perustuksia kuten joitakin valonheitinmastojen perustuksia ei voida tehdä elementtirakenteisina niiden koosta johtuen, joten niitä tehdään myös paikallavaluna.



Kuva 2.2. Erityyppisiä maanvaraisia I-pylvään perustuksia: a) anturallinen paikallavaluperustus, b) anturallinen elementti, c) matala anturallinen perustus, d) anturaton perustuselementti, e) anturaton paikallavaluperustus (Kulman 2001, s. 26).

## 2.2.2 Kallionvaraiset perustukset

Kallionvaraisia perustuksia tehdään sekä elementteinä, että paikalla valettuina. Erityyppisiä I-pylväiden kallionvaraisia perustuksia on esitetty kuvassa 2.3. Kuvassa 2.3a on kallioperustuselementti, joka kiinnitetään kallioon injektoitavien ankkuripulttien avulla. Perustus tuetaan väliaikaisesti pulttien varaan, minkä jälkeen perustuksen ja kallion väli valetaan umpeen ja ankkuripultit kiinnitetään perustuselementtiin jälkivalulla. Kuvan 2.3b perustus on paikalla valettu ja se kiinnitetään kallioon injektoitavilla ankkuripultteilla. Kuvan 2.3c perustus on elementtirakenteinen kallioleikkaukseen asennettava perustus. Perustus tuetaan vaakasuunnassa erityisten teräsosien avulla kallioleikkaukseen. (Kulman 2001a, s. 28).

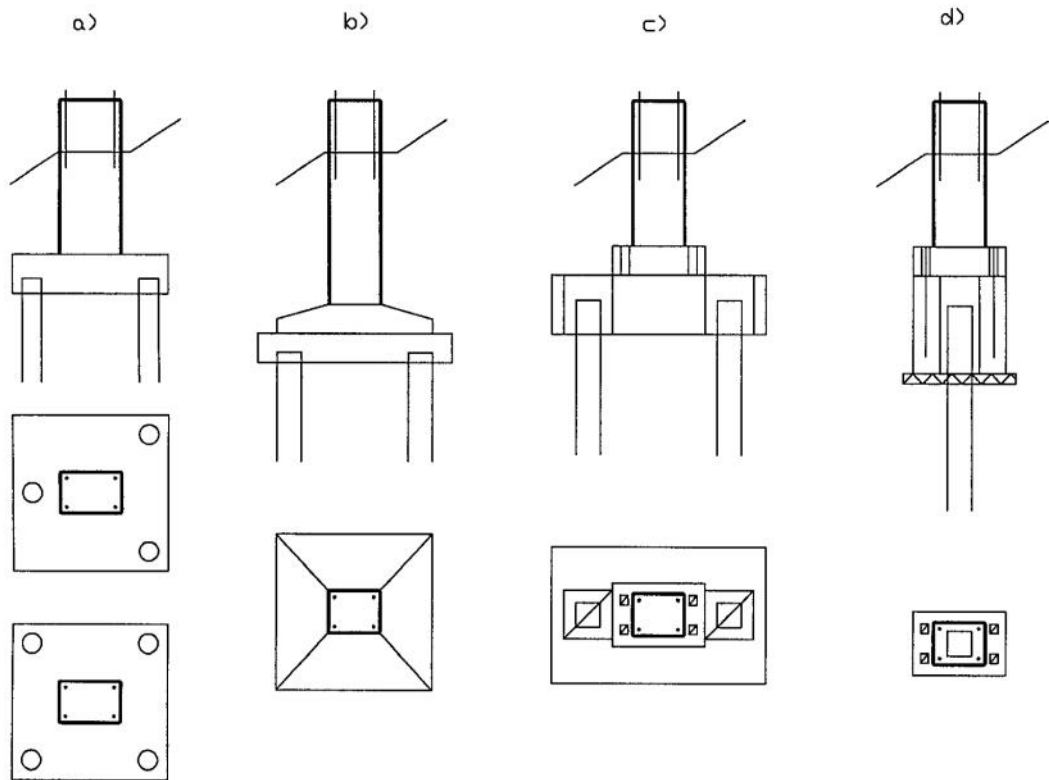


Kuva 2.3. Erityyppisiä kallionvaraisia I-pylväiden perustuksia: a) elementtirakenteinen kallioperustus, b) paikalla valettu kallioperustus, c) kallioleikkauksiperustus (Kulman 2001a, s. 28).

## 2.2.3 Paalutetut perustukset

Paalutettuja perustuksia on yhden tai useamman paalun perustuksia. Perinteisesti paalutetut perustukset ovat olleet useamman paalun paaluanturaperustuksia. I-pylväiden paaluperustuksia tehdään nykyisin myös yksittäisinä putkipaaluperustuksina. Kuvassa 2.4 on esitetty perinteisiä paalutettuja pylväasperustustyyppejä. Kuvassa 2.4a on paikalla

valettu paalutettu perustus. Nykyään paikalla valettuja perustuksia käytetään vain poikkeustapauksissa. Kuvan 2.4b perustuksessa paalujen päälle tehdään erillinen paikalla valettava teräsbetonilaatta, jonka päälle anturallinen perustuselementti asennetaan. Kuvien 2.4c ja 2.4d perustuksissa kallioperustuselementti kiinnitetään paaluholkkielementtiin, joka puolestaan kiinnitetään paaluihin. (Kulman 2001a, s. 27).



Kuva 2.4. Erityyppisiä paalutettuja I-pylväiden perustuksia: a) paalutettu perustus, b) paalutettu elementtiperustus, c) kahden paalun elementtiperustus, d) yhden paalun elementtiperustus (Kulman 2001a, s. 27).

Nykyisin erityisesti I-pylväiden paaluperustuksina käytetään yksittäisiä teräsputkipaaluja tai teräsputkipaalu-porapaalu -yhdistelmiä. Noin 3,5...4,5 metriä pitkä teräsputkipaalu lyödään penkereeseen ja pylväs kiinnitetään pulteilla paalun päähän hitsattuun levyyn.

Olosuhteissa, missä teräsputkipaalin lyöminen riittävän syväälle ei onnistu, kuten kallion tai tiiviiden ja kivisten maakerrosten päällä, yhden paalun perustus voidaan tehdä pieniläpimittaisen porapaalun ja suurempiläpimittaisen lyömällä tai täryttämällä asennettavan teräsputkipaalin yhdistelmänä. Porapaalu porataan ensin määräsyvyyteen, esimerkiksi 2 m kalliin ja sen jälkeen määrämittainen putkipaaluelementti asennetaan erityisten ohjainten avulla täryttämällä tai lyömällä kallion pintaan tai määräsyvyyteen asti. Pylväs kiinnitetään pulteilla putkipaaluelementin päähän hitsattuun levyyn. Kuvassa 2.5 on esitetty I-pylväiden teräsputkipaaluperustus. Teräsputkipaaluperustuksen vahvuutena on sen nopea asennus eikä sen asennus vaadi suurempia kaivutöitä. Lyötävän paalun heikkoutena on paalun epävarma tunkeutuvuus kiviseen maaperään tai kalliin.



Kuva 2.5. a) I-pylvään teräsputkipaaluperustus asennettuna radan peruskorjauksen yhteydessä (Tolla 2014)  
b) I-pylvään teräsputkiperustuksia koekuormituspaikalla (Riihimäki 2011).

## 2.2.4 Ratapylväsperustukset Ruotsissa

Ruotsissa ratajohtoperustuksina on käytetty pääsääntöisesti kolmentyyppisiä perustuksia:

- vakioperustus (*standardfundament*)
- BVI-3.1 -perustus
- MoFix-perustus.

Vakioperustus on maanvarainen elementtiperustus, joka asennetaan uudella radalla penkereen rakennusvaiheessa tai vanhalla radalla perustukselle tehtyyn kaivantoon. Elementti voi olla anturallinen tai anturaton riippuen pohjamaan kantavuudesta tai esimerkiksi kallion pinnan läheisyydestä. (Stenman 2005, s. 3).

BVI-3.1 ja MoFix-perustukset ovat poraamalla asennettavia paaluperustuksia. BVI-3.1 perustus on teräsputkipaaluperustus, joka asennetaan porakruunun ja suojaputken avulla. Porakruunulla ja halkaisijaltaan 455 mm suojaputkella porataan reikä maahan jonka sisään asennetaan halkaisijaltaan 355 mm teräsputki. Tarvittaessa putkiperustuksen sisälle voidaan lyödä halkaisijaltaan pienempi paalu syvemmälle, mikäli maapohjan kantavuus on heikko. Kallion ollessa lähellä maan pintaa, porataan putkiperustus kallioon. Sisäputken asennuksen jälkeen suojaputki vedetään pois. Teräsputken maanpäällisen osan ympärille asennetaan muovinen kutistesuojus ja perustuksen päähän asennetaan



teräslevy, johon pylväs myöhemmin kiinnitetään. Kiinnityslevyn asennuksen jälkeen perustuksena toimivan teräsputken sisusta sekä maan ja putken väliin jäävä tila injektoidaan tiiviiksi betonilla. Kuvassa 2.6 on esitetty BVI-3.1 -perustus. (Stenman 2005, s. 6-14).



*Kuva 2.6. Ruotsalainen BVI-3.1 -tyyppiperustus (Stenman 2005, s. 16).*

MoFix-perustus on teräsbetonipaaluelementtiperustus, jonka on kehittänyt norjalainen Steinar Mo. Standardiperustuksen halkaisija on 355 mm ja pituus 4 m. Pituutta voidaan muuttaa maaperäolosuhteiden mukaan. Kallioon asennettuna paaluelementti täytyy upottaa vähintään 0,9 m kallioon. MoFix-perustuksen asennustapa on samanlainen BVI-3.1 -perustuksen kanssa. Pylväs, meluste tai muu rakenne kiinnitetään paaluelementissä valmiina oleviin pultteihin. MoFix-paaluelementissä on paalun sisällä halkaisijaltaan 63 mm muoviputki, jonka läpi paalun ja maan väliin jäävä tyhjä tila injektoidaan tiiviiksi. Kuvassa 2.7 on esitetty MoFix-perustus injektointivaiheessa. (Stenman 2005, s. 16–22).





Kuva 2.7. MoFix-teräsbeetonipaaluperustus injektointivaiheessa (Stenman 2005, s. 22).

Yllä esiteltujen tyyppiperustusten lisäksi Ruotsissa on käytetty myös teräksisiä lyöntipaaluperustuksia, jotka on varustettu kärjillä ja joiden sisusta on raudoitettu ja betonoitu.

## **2.3 Rautatien aiheuttamat erityispiirteet**

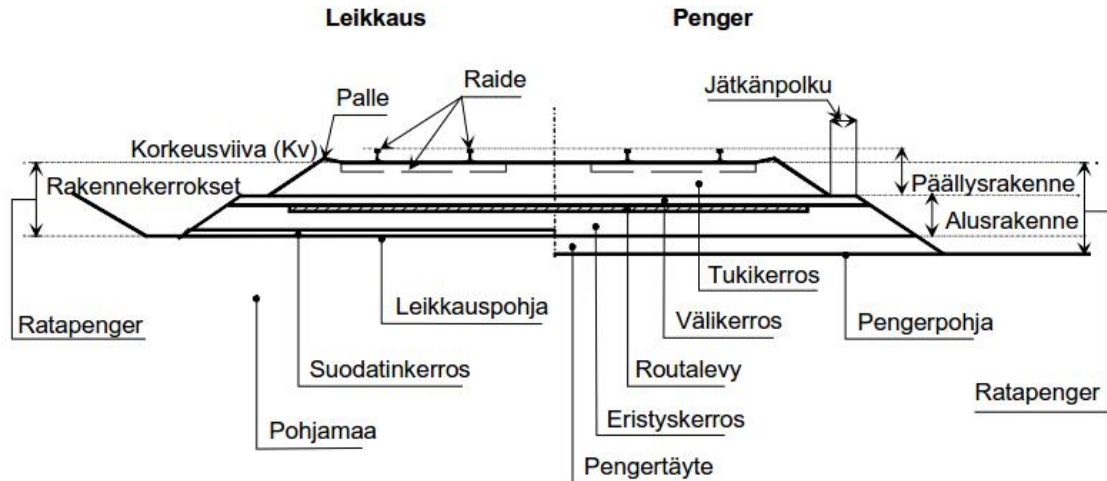
### **2.3.1 Perustamisolosuhteet**

Rautateiden pylväasperustuksia joudutaan asentamaan useisiin erilaisiin olosuhteisiin radan geometriasta ja sijainnista riippuen. Rata voi sijaita pehmeikön päällä, maa- tai kalliioleikkauksessa tai radan geometria voi vaatia korkean penkereen rakentamista.

#### **Ratapenger**

Ratapenkereen materiaali vaikuttaa oleellisesti penkereeseen asennettaviin perustuksiin ja niiden mitoittamiseen. Ratapenkereen materiaaleille on olemassa ohjeet, millaisesta materiaalista penkereet saa rakentaa. Ratapenkereessä käytettävät materiaalit on esitetty julkaisussa InfraRYL 2012.

Ratapenger koostuu rakennekerroksista ja mahdollisesta pengertäytteestä. Ratapenkeren rakenneosat ovat päällysrakenne, johon kuuluu raide ja tukikerros sekä alusrakenne, joka koostuu välikerroksesta, eristyskerroksesta sekä mahdollisesta suodatinkerroksesta ja routalevystä. Ratapenkereen alla olevaa maata kutsutaan pohjamaaksi. Radan rakenneosat on esitetty kuvassa 2.8. (Liikennevirasto 2014a, s. 6–8).



Kuva 2.8. Radan rakenneosat ja niiden nimitykset (Liikennevirasto 2014a, s. 8).

Tukikerroksen tehtävänä on pitää raide geometrisesti oikeassa asemassa ja asennossa, jakaa kuormia alusrakenteelle ja muodostaa raiteelle tasainen ja kantava alusta. Tukikerroksen materiaalina käytetään raidesepeliä tai raidesoraa. Välikerros muodostaa tukikerrokselle tasaisen ja kantavan alustan ja estää tukikerroksen sekoittumisen alla oleviin rakennekerrokseen. Eristyskerros estää tai vähentää sen alla olevien maakerrosten routimista ja muodostaa välikerrokselle tasaisen ja kantavan alustan sekä siirtää ja jakaa kuormat pohjamaalle. Eristyskerros toimii myös kapillaarisen veden nousun pysäyttävänä kerroksena sekä toimii suodatinkerroksena. Pengertäyte on pengerpohjan ja eristyskerroksen väliin rakennettu ratapenkereen osa. (Liikennevirasto 2014a, s. 6–8).

Suomessa väli- ja eristyskerros voidaan rakentaa routimattomasta hiekasta, sorasta tai kalliomurskeesta. Perinteisesti radan alusrakenne on rakennettu hiekasta ja sorasta. Hiekka- ja soravarojen vähentyminen sekä ympäristösyistä tapahtuva maa-ainesten oton rajoittaminen on kuitenkin johtanut yhä enenevässä määrin kalliomurskeen käyttöön alusrakenteen rakentamisessa. (Nurmikolu 2004, s. 33).

Pengertäytteen materiaalina käytetään hiekkaa ja sitä karkeampia tiivistettävissä olevia kivennäismaalajeja eikä se saa sisältää kiviä tai lohkarkeit, joiden läpimitta on suurempi kuin 2/3 kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta. Tarkempia vaatimuksia pengertäytteen materiaaleille on esitetty julkaisussa InfraRYL 2012.

### **Pengerluiskan vaikutus**

Ratapenkereeseen perustettavat pylväät joudutaan usein perustamaan pengerluiskaan. Luiskan kaltevuus on nykyisten ohjeiden mukaan 1:1,5. Luiskan kaltevuuden tiedetään vaikuttavan oleellisesti anturallisen perustuksen kantokestävyyteen ja paaluperustuksen vaakakuorma- tai momenttikestävyyteen.

### **Pehmeiköt**

Pehmeikköalueilla pylväsperustukset joudutaan tekemään usein paalutettuina. Jos ratapenger on rakennettu paalulaatan päälle, voidaan pylväiden, meluesteiden tai portaalien perustukset rakentaa ratapenkereen varaan tai kiinnittää paalulaattaan (Liikennevirasto 2014b, s. 50).

### **Kalliroleikkaukset**

Kallionvaraiset perustukset tehdään usein betonielementteinä, jotka ankkuroidaan kallioon. Louhinnan jälkeen kallio on yleensä epätasainen ja se joudutaan tasaamaan erillisellä juotosvalua ennen perustuksen asentamista. Ankkurointimahdollisuuden ansiosta kallionvaraiset perustukset ovat pienempiä ja siten edullisempia kuin maanvaraiset perustukset. Kallion tasaus sekä ankkuroinnin poraus ja injektointi tuovat kuitenkin lisää työvaiheita ja lisäävät kustannuksia.

### **2.3.2 Mitoitukseen vaikuttavat raja-arvot**

Ratajohtoperustusten asennukseen on esitetty toleranssit ohjeessa *Ratatekniset ohjeet (RATO) osa5, Sähköistetty rata* (Liikennevirasto 2013a). Pääraiteella pylväsetäisyyden tulee olla uusille pylväille vähintään 3,10 m. Kaarteissa pylväsetäisyys kasvaa kaarteeseen säteen pienentyessä ollen suurimmillaan 3,65 m 180 m säteisen kaarteeseen sisäkaarteessa. Pylväsetäisyydellä tarkoitetaan ratajohtopylvään etureunan etäisyyttä raiteen keskilinjan kautta asetetusta pystysuorasta tasosta. (Liikennevirasto 2013a, s. 36-37). Perustuksen pinnan korkeudeksi on valittava normaalisti kv+100 mm. Laiturilla voidaan valita taso kv+600...850 mm ja rautatiesillalla, korkealla penkereellä ym. esimerkiksi kv-400 mm. (Liikennevirasto 2013a, s. 56). Pylväsperustuksen asennustoleranssit on esitetty taulukossa 2.1.

*Taulukko 2.1. Rautatien pylväsperustuksen asennustoleranssit (Liikennevirasto 2013a, s.44).*

<b>Mitattava suure</b>	<b>Toleranssi</b>
Rataa vastaan kohtisuora etäisyys	± 3 cm
Etäisyys radan pituussuunnassa	± 50 cm
Paikallavaluperustuksen korkeus	± 5 cm
Elementtiperustuksen korkeus	± 10 cm
Portaalin perustusten korkeusero	5 cm
Perustuksen kallistuma	± 0 cm

Rautatien pylväsperustusten suunnitteluohjeen lausuntoversion mukaan perustuksen toimivuuden kannalta pitkäaikaiskuormien aiheuttaman kiertymä koko käyttöiän aikana saa olla korkeintaan sellainen, että perustukseen kiinnittyvän pylvään sijaintia voidaan kohtuudella säätää ilman rakenteellisia muutoksia. Käytännössä tämä tarkoittaa enintään 20 mm korkeuseroa perustuksen pulttien välillä käyttöiän aikana. Lisäksi ATU:n vaatimusten on toteuduttava. (Ratahallintokeskus 2009, s. 11).

Kiertymien ja siirtymien laskennassa käytetään kuormien ja maan lujuusparametrien ominaisarvoja. Taulukossa 2.2 on esitetty raja-arvot laskettujen kuormitustapausten aiheuttamille perustuksen kiertymille ja siirtymille.

Taulukko 2.2. Rautatien pylväsperustuksen siirtymän ja kiertymän raja-arvot muuttuvista kuormista (Ratahallintokeskus 2009, s. 11).

Mitattava suure	Raja-arvo
Perustuksen yläpinnan kiertymä $\perp$	$\pm 3/1000$
Perustuksen yläpinnan kiertymä $\parallel$	$\pm 3/1000$
Perustuksen yläpinnan vaakasiirtymä $\perp$	$\pm 10$ mm
Perustuksen yläpinnan vaakasiirtymä $\parallel$	$\pm 10$ mm
Pystysiirtymä ajolangan kohdalla	$\pm 5$ mm
Vaakasiirtymä $\perp$ ajolangan tasolla	$\pm 30$ mm

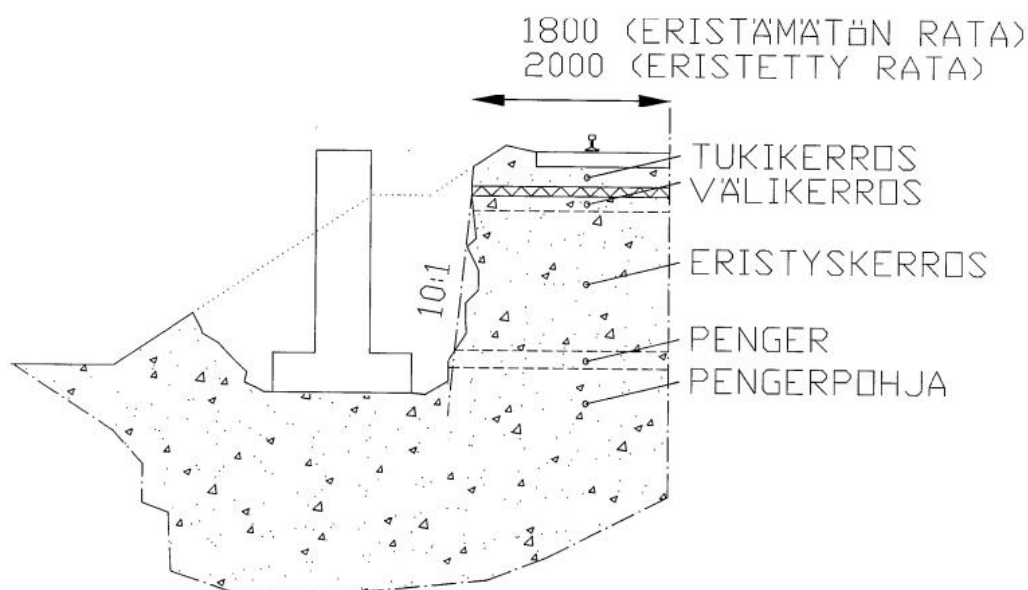
$\perp$  Kohtisuoraan rataa vastaan

$\parallel$  Radan suunnassa

### 2.3.3 Maa- ja pohjarakennus rataympäristössä

Pylväsperustusten pohjarakentamiseen liittyy useita ongelmia rata-ympäristössä. Olemassa olevalle radalle rakennettavassa perustuksessa on rata yleensä liikennöity ja perustuskaivannot joudutaan tekemään työrajojen tai liikennekatkojen aikana. Kaivannot tehdään pääsääntöisesti tukemattomina.

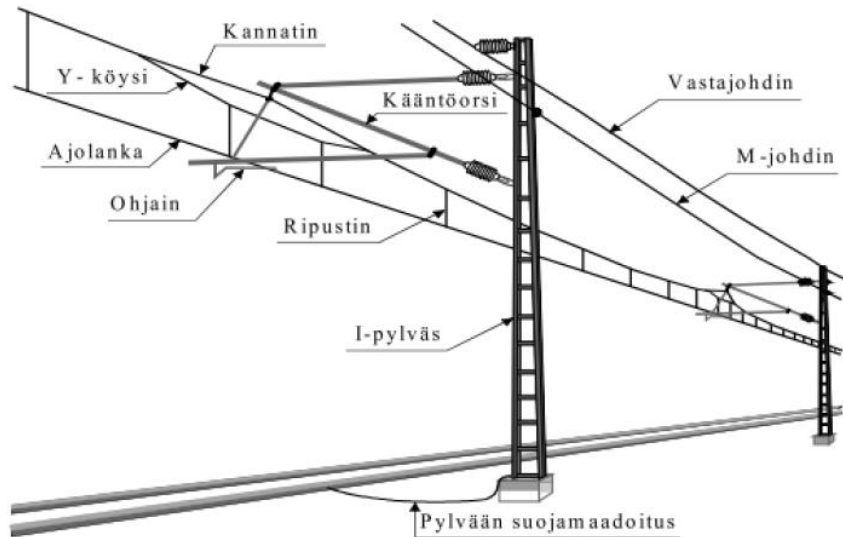
Perustuksen minimietäisyys radasta määräytyy aukean tilan ulottuman eli ATU:n perusteella. Aukean tilan ulottumalla tarkoitetaan sitä pitkin raidetta ulottuvaa tilaa, jonka sisäpuolella ei saa olla kiinteitä rakenteita eikä laitteita. Ajojohdinpylväällä radanpuoleisen sivun minimietäisyys on suoralla radalla 3100 mm. Kaivanto saa ulottua eristämättömällä radalla 1800 mm ja eristetyllä radalla 2000 mm etäisyydelle radan keskilinjasta. Anturallisella perustuksella anturan leveyden ja asennusvaran huomioon ottamisen jälkeen tulee kaivannon radanpuoleisesta reunasta lähes pystysuora (kuva 2.9). Leveällä anturalla kaivanto saattaa ulottua jopa radan alle. Ratapenger voi löyhtyä kaivantoon tapahtuvan varisemisen seurauksena. Jyrkkä kaivantoseinä aiheuttaa myös työturvallisuusriskin.



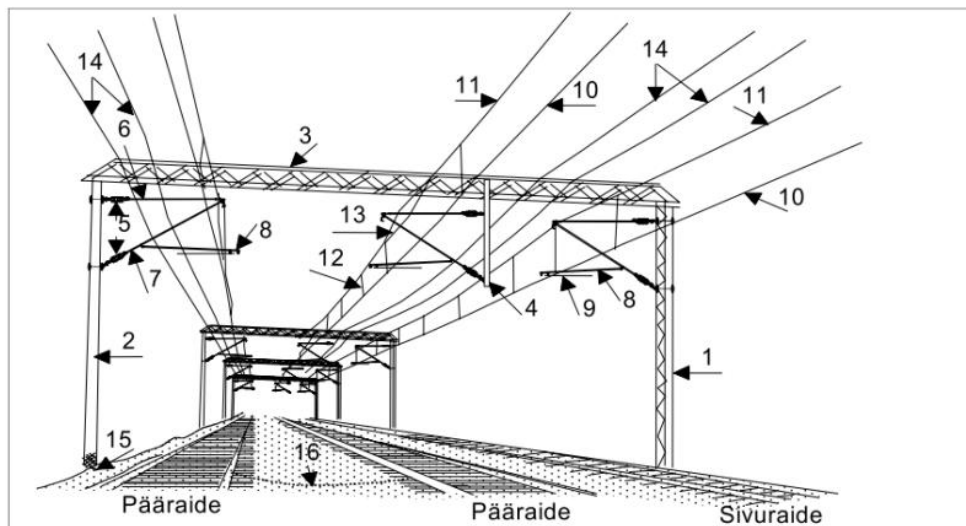
Kuva 2.9. Anturallisen perustuksen vaatima kaivanto (Ratahallintokeskus 2001, s. 5).

## 2.4 Perustusten kuormat rautatieympäristössä

Ratapylvästperustusten kuormitukset määräytyvät pylvään ja siihen kiinnittyvien johtojen ja laitteiden kuormitusten perusteella. Pylvääseen kohdistuvista vaakakuormista aiheutuu perustukselle vaakakuormaa sekä momenttikuormitusta. I-pylvään ratajohtojärjestelmä avoradalla on esitetty kuvassa 2.10. Ratapihalla oleva portaali-järjestelmä on esitetty kuvassa 2.11.



Kuva 2.10. I-pylvään ratajohtojärjestelmä avoradalla (Liikennevirasto 2013a, s. 34).



1. Pylvään numero
2. Portaalin jalka
3. Portaalin orsi
4. Ripustusorsi
5. Eristin
6. Ylätuki
7. Vinotuki
8. Sivutuki
9. Ohjain

5.-9.= Kääntöorsi 10.-13.= Ajojohdin

10. Ajolanka
11. Kannatin
12. Ripustin
13. Y-köysi
14. Paluujohdin
15. Pylvään maadoitus
16. Poikittaisyhdistys

Kuva 2.11. Portaali-järjestelmä ratapihalla (Liikennevirasto 2013a, s. 34).



Sähköratapylväille tulevat kuormat määritellään RATO5:n kohdan 5.7.3.1 mukaan. Kuormituksia laskettaessa on otettava huomioon seuraavat standardin EN 50119 mukaiset kuormitustapaukset (Liikennevirasto 2013a, s. 76):

- Kuormitustapaus A: Alin lämpötila; Rakenteiden kuormitukset pysyvillä kuormilla ja alimmassa suunnittelulämpötilassa
- Kuormitustapaus B: Maksimi tuulikuorma; Pysyvät kuormat lisättynä maksimi tuulikuormalla pahimpaan mahdolliseen suuntaan
- Kuormitustapaus C: Jääkuorma; Pysyvät kuormat lisättynä maksimi jääkuormalla
- Kuormitustapaus D: Yhdistetty tuuli- ja jääkuorma; Pysyvät kuormat lisättynä 50 % tuulikuormalla pahimpaan mahdolliseen suuntaan ja jääkuormalla, joka vaikuttaa ainoastaan johtimiin
- Kuormitustapaus E: Asennus- ja kunnossapitokuorma; Pysyvät kuormat lisättynä maksimi rakennus- ja kunnossapitokuormilla pahimpaan mahdolliseen suuntaan
- Kuormitustapaus F: Satunnaiskuorma; Pysyvät kuormat lisättynä tilaajan määrittelemällä satunnaiskuormalla pahimpaan mahdolliseen suuntaan.

Perustuksille tulevia kuormia määritettäessä on kaikki yllä olevat kuormitustapaukset otettava huomioon. Kuormat on esitetty taulukossa 2.3.

*Taulukko 2.3. Kannatusrakenteisiin ja johtimiin vaikuttavat kuormat (Liikennevirasto 2013a, s. 77–78).*

Kuorman lähde	Kuormituksen kohde	Kuorma
Jääkuorma <sup>2)</sup>	Ajolanka + kannatin Kannattimet ajolanka Muut johtimet <sup>1)</sup>  Kannatusrakenteet	10 N/m 5 N/m $d \leq 7,5 \text{ mm}$ : 17,5 N/m $d \geq 15 \text{ mm}$ : 25 N/m Standardin EN 50119 mukaisesti
Tuulikuorma	Johtimet Kannatusrakenteet ja varusteet	350 N/m <sup>2</sup> Standardin EN 50119 mukaisesti
Ulkolämpötilan vaihtelu	Kaikki johtimet ja rakenteet	-40...+40 °C, (Pohjois-Suomessa -50...+40 °C)
Virran aiheuttama lämmön nousu	Johtimet	10 °C
Asennus- ja kunnossapitokuorma <sup>3)</sup>	Portaalioret Pylväät Askelmat	$\geq 1,0 \text{ kN}$ $\geq 2,0 \text{ kN}$ 1,0 kN

1) Väliarvot saadaan suoraviivaisesti interpoloimalla

2) Jääkuorma-alueilla on mahdolliset korotukset harkittava paikallisten olosuhteiden perusteella

3) Teräksisiä ristikkorakenteita ja askelmia mitoitettaessa tämä kuorma on oletettava pahimpaan kohtaan

Tilaaja voi lisäksi määrittää satunnaiskuormia, jotka on otettava huomioon kannatusrakenteiden mitoituksessa. Näitä voivat olla esimerkiksi vaurioitilanteessa tapahtuvat muutokset johtimien köysivoimissa.

Perustuksia ja kannatus- ym. rakenteita mitoitettaessa on yllä olevat kuormitukset kerrottava seuraavilla varmuusluvuilla (Liikennevirasto 2013a, s. 78):

- pysyville kuormille 1,3 paitsi edullisille 1,0;
- muuttuville ja tuuli- ja jääkuorman aiheuttamille kuormituksille 1,3;
- satunnaiskuormituksille 1,0 ja
- rakentamis- ja kunnossapitokuormituksille 1,5.

Rakenteet on valittava siten, että ne kestävät kuormitukset kerrottuna vastaavilla varmuusluvuilla. (Liikennevirasto 2013a, s. 77–78).

### 3 Maanvaraisen anturallisen perustuksen kantokestävyys ja mitoitus

#### 3.1 Yleistä

Oikein suunnitellun perustuksen tehtävänä on siirtää rakenteilta tulevat kuormat maapohjalle aiheuttamatta perustuksen kantokestävyys ylittymistä tai liian suurten muodonmuutosten syntymistä. Maanvaraisen perustuksen kantokestävyys riippuu toisaalta maan ominaisuuksista (leikkauskestävyyskulma, koheesio, tilavuuspaino) ja toisaalta itse perustuksen ominaisuuksista (muoto, mitat, perustussyvyys). Perustus voidaan mitoitaa kantokestävyydeltään sopivaksi muuttamalla perustuksen muotoa, mittoja tai perustussyvyyttä. Sallittu pohjapaine ei riipu pelkästään maakerrosten ominaisuuksista, vaan siihen vaikuttavat oleellisesti myös perustuksen ominaisuudet. (RIL 157-2 1990, s. 67).

Perustuksen geoteknisellä kantavuudella tarkoitetaan sitä perustustasossa olevaa pohjapainetta, jolla on riittävä varmuus maapohjan murtumista vastaan ja jolla siirtymät pysyvät sallituissa rajoissa. Geotekninen kantavuus määritetään siis kantokestävyyslaskennan sekä siirtymälaskennan avulla. Varmuus anturaperustuksen geoteknisessä mitoituksessa voidaan ottaa huomioon joko kokonais- tai osavarmuutena sen mukaan mitä laskentamenetelmää käytetään ottaen huomioon voimassa olevat määräykset ja ohjeet. (RIL 157-2 1990, s. 67).

Mitoituskuormalla tarkoitetaan sitä kuormaa, jonka avulla mitoitus ko. rajatilassa suoritetaan. Käyttörajatilamitoituksessa mitoituskuormana käytetään kuormien ominaisarvoja eli niihin ei kohdisteta osavarmuuksia erikseen. Murtorajatilamitoituksessa mitoituskuormana käytetään kuormien suunnitteluarvoja eli osavarmuusluvuilla kerrottuja ominaiskuormia. Maapohjaan kohdistuvalle kuormitukselle on olemassa kaksi rajatilarvoa. Rajakuorman initiaaliarvolla (initial critical load) eli myötökuormalla tarkoitetaan sitä kuormaa, jonka ylittämisen jälkeen perustuksen alle ja kulmiin alkaa muodostua plastisoituvia vyöhykkeitä. Rajakuorman loppuarvolla (ultimate critical load) eli murtokuormalla tarkoitetaan sitä kuormaa, jolla plastisoituneet vyöhykkeet ulottuvat koko perustuksen toimivan osan alle ja jolla kantokestävyys ylittyy. (RIL 157-2 1990, s. 67).

Perustukset luokitellaan usein matalaan ja syvään perustetuiksi. Luokitukseen on olemassa monia erilaisia määritelmiä. Matalaperustukseksi voidaan määritellä sellainen perustus, jossa perustussyvyys  $D \leq B$ . Usein matalaksi voidaan käsitellä perustus, jossa  $D \leq 4...5B$ . (RIL 157-2 1990, s. 67). Terzaghin (1959) mukaan perustukset voidaan perustussyvyyden mukaan jakaa kantokestävyys kannalta neljään eri ryhmään:

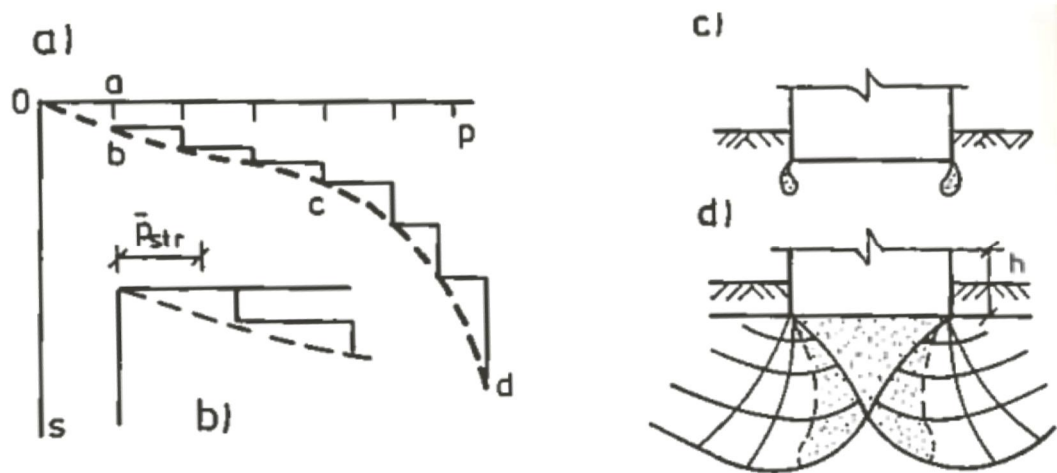
1. matalat perustukset  $D/B \leq 0,5$
2. keskisyvät perustukset  $0,5 < D/B \leq 2$
3. syvät perustukset  $2 < D/B \leq 4$
4. hyvin syvät perustukset  $D/B > 4$ .

#### 3.2 Maapohjan murtuminen

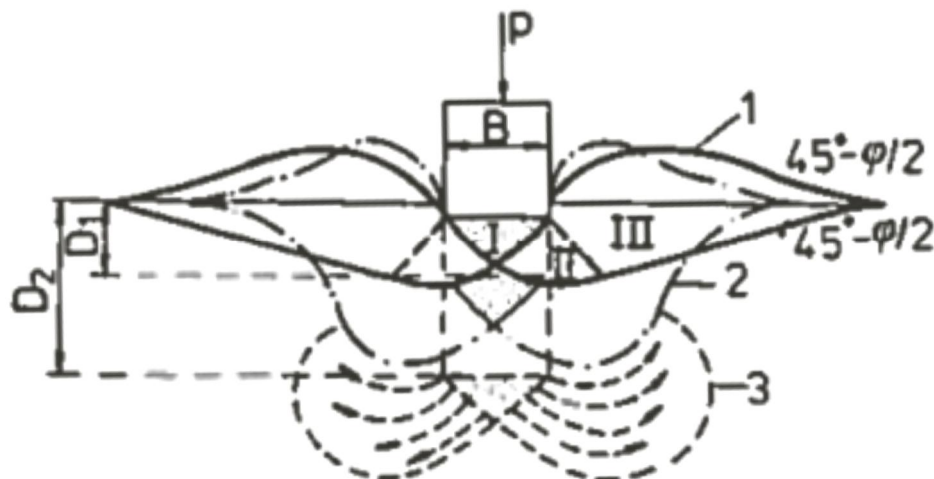
Kun maata kuormitetaan pienillä kuormitusportailla, on kuormitus-muodonmuutoskäyrä alussa melkein vaakasuora (kuva 3.1b) eli ennen kantokestävyys ylittymistä tapahtuu maassa vain hyvin vähän muodonmuutoksia. Kun kuormitusta lisätään, seuraavien kuormitusportaiden aikana maassa tapahtuu tiivistymistä ja tätä vaihetta sano-



taan *tiivistymisvaiheeksi*. Muodonmuutosten ja jännityksen vuorosuhde (kuva 3.1a) voidaan moniin käytännön tarkoituksiin riittävällä tarkkuudella käsittää suoraviivaiseksi. Tiivistyminen voi jatkua usean kuormitusportaan ajan, kunnes maapartikkeleiden välillä ilmenee liukumista ja vähitellen muodostuu paikallisia liukupintoja ja leikkausvyöhykkeitä. Tiivistymisvaiheen loppukohtaa ja leikkausvyöhykkeiden muodostumisen alkukohtaa sanotaan rajakuorman initiaaliarvoksi eli maapohja alkaa myödetä. Myötörajan saavuttamisen jälkeen alkaa perustuksen nurkkiin muodostua plastisoituneita leikkausvyöhykkeitä (kuva 3.1c), joissa leikkausjännitykset ovat saavuttaneet maksimiarvonsa. Kun kuormitusta edelleen lisätään, saavutetaan toinen vaihe, jota kutsutaan *leikkausvaiheeksi*. Muodonmuutosten ja jännitysten vuorosuhde (kuva 3.1a) ei ole enää suoraviivainen. Tiivistymisvaiheen lopussa ja leikkausvaiheen alussa alkaa anturan alle muodostua kolmion muotoinen ns. Rankinen vyöhyke (kuva 3.1d), joka leikkausvaiheen aikana työntää kuvan 3.2 vyöhykettä II sivulle ja samalla passiivista vyöhykettä III ylöspäin. (Tsytoich 1976, s. 123–128).



Kuva 3.1. Maan muodonmuutoksen ja kuormituksen vuorosuhde (Tsytoich 1976, s. 124).



Kuva 3.2. Liukupinnat perustuksen alapuolella (Tsytoich 1976, s. 127).

Kun maan jännitystila edelleen kehittyy, alkaa maahan muodostua jatkuvia liukupintoja ja maa menettää kantokestävyytensä. Liukupintojen synty riippuu perustamisolosuhteista (lähinnä perustamissyvyydestä) ja liukupintoja voidaan kuvailla seuraavasti (Tsytoich 1976, s. 126–127).



$$q_m = D\gamma N_q + cN_c \quad (3.1)$$

missä  $q_m$  on maapohjan kantokestävyys  
 $D$  on perustamissyvyys  
 $\gamma$  on perustamistason yläpuolisen maan tilavuuspaino  
 $c$  on maan koheesio  
 $N_q$  ja  $N_c$  ovat kantavuuskertoimia

Kantavuuskertoimet  $N_q$  ja  $N_c$  lasketaan yhtälöillä 3.2 ja 3.3.

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (3.3)$$

missä  $\varphi$  on maan leikkauskestävyyskulma

Prandtlin teorialla ei voi huomioida erilaisia maaperästä, perustuksesta ja kuormitukselta johtuvia tekijöitä, kuten maapinnan kaltevuutta, perustuksen muotoa tai kuormituksen suuntaa. Prandtlin teoria on kuitenkin toiminut useiden kehittyneempien kantokestävyysteorioiden perustana. (RIL 157-2 1990, s. 71).

### 3.3.2 Brinch Hansenin teoria ja yleinen kantavuuskaava

Brinch Hansen esitti vuonna 1970 laajennetun kantokestävyysteoriansa. Teorian mukainen kantavuuskaava tunnetaan yleisenä kantavuuskaavana. Kantavuuskaavassa voidaan ottaa huomioon perustuksen muoto, perustussyvyys, kuormitusresultantin kaltevuus, perustuksen pohjan kaltevuus ja maanpinnan kaltevuus. (Brinch Hansen 1970).

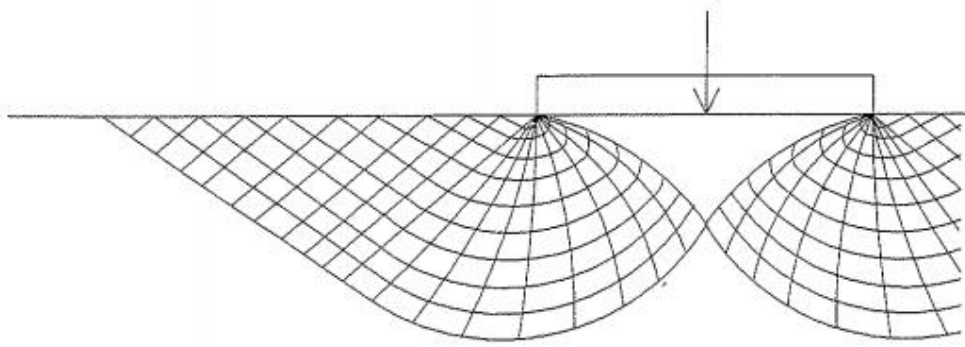
Yleinen kantavuuskaava esitetään yhtälön 3.4 mukaisessa muodossa:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (3.4)$$

missä  $q_u$  on maapohjan kantokestävyys  
 $c$  on maan koheesio  
 $\gamma_1$  on perustustason yläpuolisen maan tilavuuspaino  
 $D$  on perustamissyvyys  
 $\gamma_2$  on perustustason alapuolisen maan tehokas tilavuuspaino  
 $B'$  on perustuksen tehokas leveys  
 $N_c$ ,  $N_q$  ja  $N_\gamma$  ovat kantavuuskertoimia  
 $s_c$ ,  $s_q$  ja  $s_\gamma$  ovat perustuksen muodosta riippuvia kertoimia  
 $d_c$ ,  $d_q$  ja  $d_\gamma$  ovat perustamissyvyydestä riippuvia kertoimia  
 $i_c$ ,  $i_q$  ja  $i_\gamma$  ovat kuorman kaltevuudesta riippuvia kertoimia  
 $g_c$ ,  $g_q$  ja  $g_\gamma$  ovat maanpinnan kaltevuudesta aiheutuvia kertoimia  
 $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  ovat perustuksen kaltevuudesta aiheutuvia kertoimia

Teoria perustuu Prandtlin liukupinnan muotoon. Teoriassa käytetään Prandtlin kantavuuskertoimia  $N_q$  ja  $N_c$  (yhtälöt 3.2 ja 3.3), joiden määrittäminen perustuu kokeelliseen aineistoon. Kantavuuskertoimen  $N_\gamma$  määrittämisessä käytetty murtomalli poikkeaa Prandtlin teorian murtomallista ja se on esitetty kuvassa 3.4. Kerroin  $N_\gamma$  on määritetty murtomallin liukupinnan muodon perusteella ja se vastaa lähestulkoon yhtälön 3.5 kokeellista kaavaa.

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (3.5)$$



Kuva 3.4. Brinch Hansenin kantavuuskertoimen  $N_\gamma$  määrittämiseen käytettävät liukupinnat (Brinch Hansen 1970, s. 5)

Koska kantavuuskertoimien  $N_c$  ja  $N_q$  sekä  $N_\gamma$  määrittämisessä on käytetty eri liukupinta-oletuksia, ei teorian kantavuuskaavan antama tulos ei ole tarkka, vaan likiarvo. Tulos on kuitenkin varmalla puolella ja virheen suuruus on yleensä alle 20 % (Brinch Hansen 1970, s. 5).

Teorian kantavuuskaavan parametrit määritetään seuraavasti:

Kertoimet  $s_i$  perustuksen muodolle (yhtälöt 3.6–3.8):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad (3.6)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi \quad (3.7)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \geq 0,6 \quad (3.8)$$

missä  $B'$  on perustuksen tehokas leveys  
 $L'$  on perustuksen tehokas pituus

Brinch Hansenin menetelmä sopii myös suurille perustussyvyyksille. Suurilla perustussyvyyksillä ei voida kuitenkaan ottaa huomioon koko perustustason yläpuolisen maan kantokestävyyttä lisäävää vaikutusta vaan syvyyden vaikutusta on korjattava kertoimilla  $d_i$  (yhtälöt 3.9–7.11). Yhtälöissä 3.9b ja 3.10b lasketaan arvo  $\tan^{-1}(D/B')$  radiaaneina.

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad , \text{ kun } D/B' \leq 1 \quad (3.9a)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left( \frac{D}{B'} \right) \quad , \text{ kun } D/B' > 1 \quad (3.9b)$$

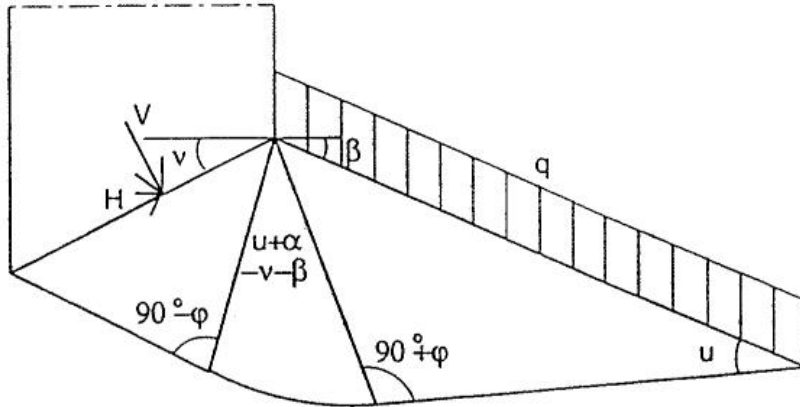
$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \left( \frac{D}{B'} \right) \quad , \text{ kun } D/B' \leq 1 \quad (3.10a)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D}{B'} \right), \text{ kun } D/B' > 1 \quad (3.10b)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.11)$$

missä  $D$  on perustamissyvyys

Maanpinnan kaltevuus otetaan huomioon kertoimilla  $g_i$  ja perustuksen kaltevuus kertoimilla  $b_i$ . Kertoimien suureiden  $\beta$  ja  $v$  määrittävät on esitetty kuvassa 3.5. Kulmien  $\beta$  ja  $v$  arvojen on oltava positiivisia eikä niiden summa  $\beta + v$  saa olla yli  $90^\circ$ . Luiskan kaltevuuskulma  $\beta$  ei saa myöskään ylittää maan leikkauskestävyyskulman  $\varphi$  arvoa.



Kuva 3.5. Brinch Hansenin murtomalli luiskan ja perustuksen kaltevuuden vaikutuskertoimien määrittämiseen (Brinch Hansen 1970, s. 7).

Maanpinnan kaltevuudesta  $\beta$  aiheutuvat kertoimet  $g_i$  on esitetty yhtälöissä 3.12 ja 3.13:

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}, \quad \text{kun } \varphi > 0^\circ \quad (3.12)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \quad (3.13)$$

Perustuksen pohjan kaltevuudesta  $v$  aiheutuvat kertoimet  $b_i$  on esitetty yhtälöissä 3.14-3.16. Yhtälöihin 3.15 ja 3.16  $v$ :n arvo annetaan radiaaneina:

$$b_c = 1 - \frac{v^\circ}{147^\circ} \quad (3.14)$$

$$b_q = e^{-2 v \tan \varphi} \quad (3.15)$$

$$b_\gamma = e^{-2.7 v \tan \varphi} \quad (3.16)$$

Jos perustusta kuormittava kuormitusresultantti ei ole pystysuora, käytetään kantavuuskaavassa yhtälöiden 3.17-3.19 mukaisia kertoimia  $i_i$ :

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \varphi} = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1} \quad (3.17)$$

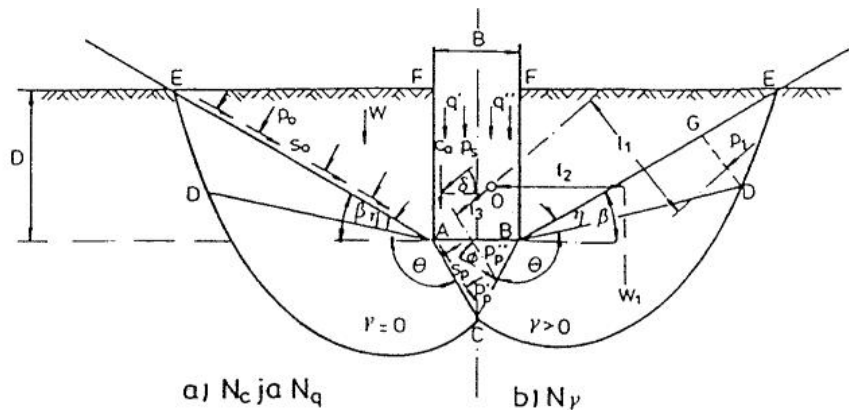
$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A' c \cot \varphi}\right)^5 \quad (3.18)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\left(0.7 - \frac{v^\circ}{450^\circ}\right) H}{V + A' c \cot \varphi}\right)^5 \quad (3.19)$$

### 3.3.3 Meyerhofin teoria

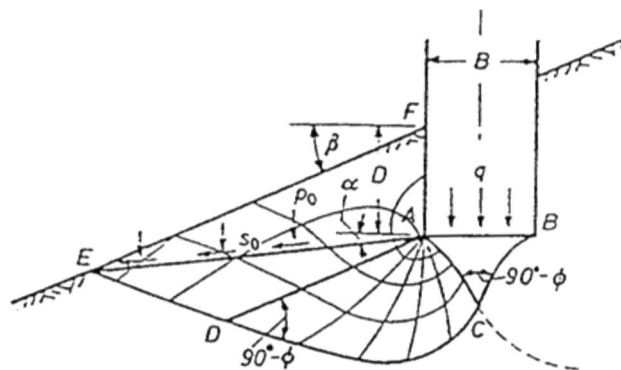
Meyerhof (1951 ja 1957) on kehittänyt kaksi teoriaa perustuksen kantokestävyyden laskemiseksi. Meyerhof on vanhassa teoriassaan ottanut ensimmäisenä huomioon maan

leikkauslujuuden myös perustuksen yläpuolisen liukupinnan matkalta sekä ottanut käyttöön tehokkaan pinta-alan käsitteen. Uudempi teoria ei ota huomioon perustustason yläpuolisen maan leikkauslujuutta, joten siihen Meyerhof on ottanut käyttöön syvyyskerroimet  $d_i$ . Luiskanvaraisten perustusten laskennassa käytetään vanhempaa teoriaa, koska se ottaa tarkemmin huomioon mm. maan leikkauslujuuden. Tasaisen maanpinnan murtomallissa (kuva 3.6) maa on perustuksen alla olevan keskivyöhykkeen ABC molemmiin puolin jaettu säteittäisiin leikkausvyöhykkeisiin, joissa leikkaus vaihtelee säteittäisen ja tasoleikkauksen välillä. Meyerhof on ratkaissut perustuksen kantokestävyyden kahdessa osassa olettamalla maa ensin painottomaksi (kuva 3.6a) kantavuuskertoimia  $N_c$  ja  $N_q$  määrittäessä. Toisessa vaiheessa (kuva 3.6b) kerrointa  $N_\gamma$  määrittäessä on maan tilavuuspaino otettu huomioon. (RIL 157-2 1990 s. 79–81).



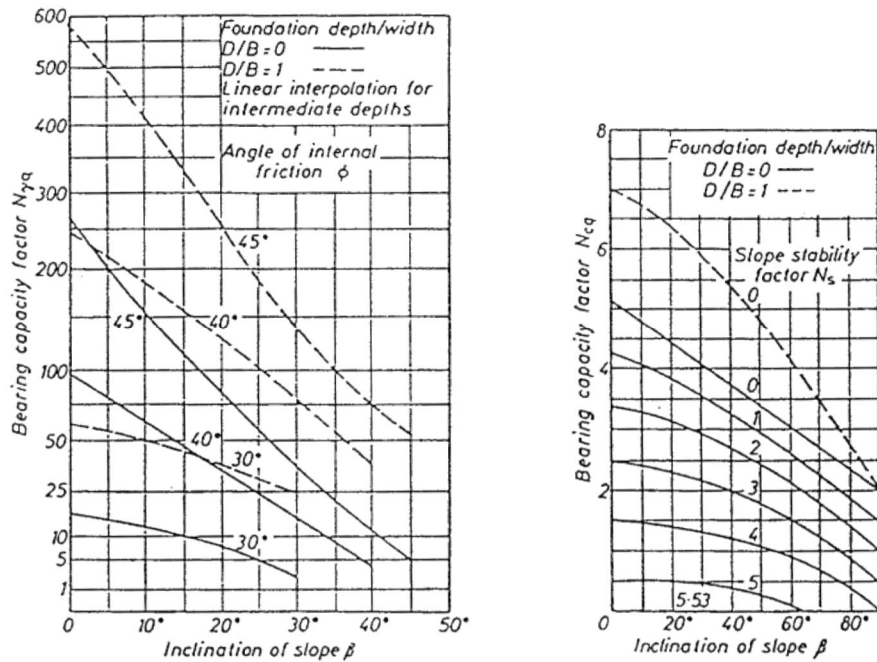
Kuva 3.6. Meyerhofin vanhan teorian mukainen murtomalli tasaisella maanpinnalla (RIL 157-2 1990 s. 79, alkuperäislähde Meyerhof 1951, s. 305).

Kaltevan maanpinnan tapauksessa luiskan puoleiset vyöhykkeet ovat pienempiä ja tällöin perustuksen kantokestävyys pienenee vastaavasti. Kaltevan maanpinnan murtomalli on esitetty kuvassa 3.7.



Kuva 3.7. Kaltevalla maanpinnalla sijaitsevan perustuksen murtomalli Meyerhofin mukaan (Meyerhof 1957).

Meyerhof on laatinut valmiit diagrammit (kuva 3.8) kantavuuskertoimien  $N_{cq}$  ja  $N_{\gamma q}$  määrittämistä varten. Diagrammeissa on maan leikkauskestävyysskulman ja luiskankaltevuuden lisäksi otettu huomioon myös perustamissyvyyden vaikutus.



Kuva 3.8. Meyerhofin teorian mukaiset kantavuuskertoimet (Meyerhof 1957).

Kun kantavuuskertoimet  $N_{cq}$  ja  $N_{\gamma q}$  tiedetään, voidaan perustuksen kantokestävyys laskea yhtälöllä 3.20.

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma N_{\gamma q} \quad (3.20)$$

Meyerhofin laskentamenetelmällä perustamissyvyys voidaan ottaa huomioon syvyyteen  $D/B = 1$  saakka. Tätä suuremmilla perustamissyvyyksillä ei luiskanvaraisen perustuksen kantokestävyyslaskenta ole mahdollista. Lisäksi menetelmällä voidaan laskea kantokestävyys korkeintaan  $45^\circ$  leikkauskestävyyskulman arvoilla.

### 3.3.4 Vesićin teoria

Vesićin kantokestävyysteoria vastaa pohjimmiltaan Brinch Hansenin teoriaa muutamalla muutoksella.  $N_c$  ja  $N_q$  -termit ovat samat kuin Brinch Hansenin teoriassa, muuta kerroin  $N_\gamma$  (yhtälö 3.21) poikkeaa hieman Brinch Hansenin esittämästä. Samoin kantavuuskaavan kertoimet  $i_c$ ,  $b_i$  ja  $g_i$  poikkeavat Brinch Hansenin esittämistä. (RIL 157-2 1990, s. 72–84). Vesićin teorian kertoimet määritetään seuraavasti:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (3.21)$$

Jos perustusta kuormittava kuormitusresultantti ei ole pystysuora, käytetään kantavuuskaavassa yhtälöiden 3.22–3.24 mukaisia kertoimia  $i_i$ :

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1} \quad (3.22)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c \cot \varphi}\right)^m \quad (3.23)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c \cot \varphi}\right)^{m+1} \quad (3.24)$$

missä kerroin  $m$  on yhtälön 3.25 mukaisesti:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad \text{kun H vaikuttaa B:n suunnassa} \quad (3.25a)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad \text{kun H vaikuttaa L:n suunnassa} \quad (3.25b)$$

Maanpinnan kaltevuuden  $\beta$  vaikutuskertoimet  $g_i$  on esitetty yhtälöissä 3.26 ja 3.27:

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \quad , \text{ kun } \varphi > 0^\circ \quad (3.26)$$

$$g_q = g_y = (1 - \tan \beta)^2 \quad (3.27)$$

Perustuksen pohjan kaltevuudesta  $v$  aiheutuvat kertoimet  $b_i$  lasketaan yhtälöiden 3.28 ja 3.29 mukaisesti:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi} \quad (3.28)$$

$$b_q = b_y = (1 - v \cdot \tan \varphi)^2 \quad (3.29)$$

### 3.4 Suomalainen mitoitusohje anturalliselle perustukselle

#### 3.4.1 Yleistä

Ennen eurokoodiaikaa Suomessa käytettiin kantokestävyyden mitoittamiseen Brinch Hansenin kantavuuskaavaa. Nykyisin anturaperustukset mitoitetaan eurokoodin ohjeiden mukaan. Eurokoodin suunnitteluohjeen mukaan maanvaraisen anturallisen perustuksen mitoituksessa tulee ottaa seuraavat rajatilat huomioon (SFS-EN 1997-1 2005, s. 56):

- kokonaisvakavuuden menetys
- kantokestävyyden ylittyminen, lävistysmurtuma, pusertuminen
- liukumurtuma
- rakenteen ja maapohjan yhdistetty murtuminen
- perustuksen siirtymästä johtuva rakenteellinen murto
- liian suuret painumat
- paisumisesta, roudasta tai muista syistä johtuva liian suuri nousu
- värähtelyt, joita ei voida hyväksyä.

Anturaperustuksen syvyyttä valittaessa tulee Eurokoodin mukaan ottaa seuraavat seikat huomioon (SFS-EN 1997-1 2005, s. 56–57):

- riittävän kantavan kerroksen saavuttaminen
- syvyys, jonka yläpuolella voi esiintyä routavaurioita
- pohjavedenpinnan korkeus maapohjassa ja sen aiheuttamat mahdolliset ongelmat
- perustuskaivantojen vaikutukset läheisiin rakenteisiin
- huuhtoutumismahdollisuus



Yleisin tapa tehdä perustuksen geotekninen mitoitus on käyttää laskelmiin perustuvaa mitoitusta. Laskelmiin perustuviin mitoituksiin sisältyvät (SFS-EN 1997-1 2005, s. 20–21):

- kuormat,
- maalajien, kallion ja muiden materiaalien ominaisuudet
- mittatiedot
- raja-arvot muodonmuutoksille ja tärinälle
- laskentamallit

Kantokestävyyden laskentamallin tulee kuvata maapohjan oletettua käyttäytymistä tarkasteltavassa rajatilassa. Laskentamalli voi olla joko analyttinen, puolikokeellinen tai numeerinen malli ja sen tulee olla joko tarkka tai varmallalla puolella. (SFS-EN 1997-1 2005, s. 21). Analyttisessä laskennassa anturan kantokestävyys mitoitetaan yleensä jonkin tunnetun kantavuuskaavan avulla (SFS-EN 1997-1 2005, s. 58).

### 3.4.2 Eurokoodin kantavuuskaava

Anturallisen maanvaraisen perustuksen mitoitus tehdään Suomessa eurokoodin SFS-EN 1997-1 mukaan (SFS-EN 1997-1 2005). Liikennevirasto on tehnyt eurokoodista oman sovellusohjeensa Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 (Liikennevirasto 2013b). NCCI 7:n mukaan perustus katsotaan maanvaraiseksi, kun kallion päällä olevan murskekerroksen paksuus on yli 5 % perustuksen pienemmästä sivumitasta ja aina kun paksuus on suurempi kuin 0,5 m. (Liikennevirasto 2013b, s. 47).

Tasaisella maalla sijaitsevan anturallisen maanvaraisen perustuksen kantokestävyys lasketaan yhtälöllä 3.30. Liikenneviraston hankkeissa muun laskentamenetelmän käyttö edellyttää Liikenneviraston hyväksyntää. (RIL 207-2009, Liikennevirasto 2013b, s. 47)

$$\frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (3.30)$$

missä  $R/A'$  on maapohjan kantokestävyys  
 $c'$  on maan tehokas koheesio  
 $q'$  on tehokas pystyjännitys perustustasossa  
 $\gamma'$  on perustamistason alapuolisen maan tehokas tilavuuspaino

Kantokestävyyškertoimet  $N_i$  lasketaan yhtälöiden 3.31–3.33 mukaisesti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi' \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2})} \quad (3.31)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (3.32)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad \text{missä } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (karhea pohja)} \quad (3.33)$$

missä  $\delta$  on rakenteen ja maan välinen leikkauskestävyysskulma.

Pohjan kaltevuuden  $\alpha$  vaikutuskertoimien  $b_i$  laskenta tehdään yhtälöillä 3.34 ja 3.35:

$$b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (3.34)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 \quad (3.35)$$

Kertoimet  $s_i$  perustuksen muodolle määritetään yhtälöiden 3.36–3.38 mukaisesti:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \quad \text{suorakaiteelle} \quad (3.36a)$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{neliölle tai ympyrälle} \quad (3.36b)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \quad \text{suorakaiteelle} \quad (3.37a)$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{neliölle tai ympyrälle} \quad (3.37b)$$

$$s_c = \frac{s_q - N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle} \quad (3.38)$$

Kertoimet  $i_i$  vaakakuorman  $H$  aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle määritetään yhtälöillä 3.39–3.41:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (3.39)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'}\right)^m \quad (3.40)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'}\right)^{m+1} \quad (3.41)$$

missä kerroin  $m$  on yhtälön 3.42 mukaisesti:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{kun } H \text{ vaikuttaa } B':\text{n suunnassa} \quad (3.42a)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \text{kun } H \text{ vaikuttaa } L':\text{n suunnassa} \quad (3.42b)$$

Tapauksissa, joissa kuorman vaakakomponentti vaikuttaa suunnassa, joka muodostaa kulman  $\theta$  perustuksen tehokkaan pituuden  $L'$ :n suunnan kanssa,  $m$  voidaan laskea yhtälöllä 3.42c.

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (3.42c)$$

Anturan teholliset sivumitat  $B'$  ja  $L'$  lasketaan yhtälöillä 3.45 ja 3.46 sekä anturan tehollinen pohjan ala  $A'$  yhtälöllä 3.47 kuormitusten epäkeskisyyksien  $e_B$  ja  $e_L$  perusteella (yhtälöt 3.43 ja 3.44).

$$e_B = \frac{M_B}{V}, \quad (3.43)$$

$$e_L = \frac{M_L}{V} \quad (3.44)$$

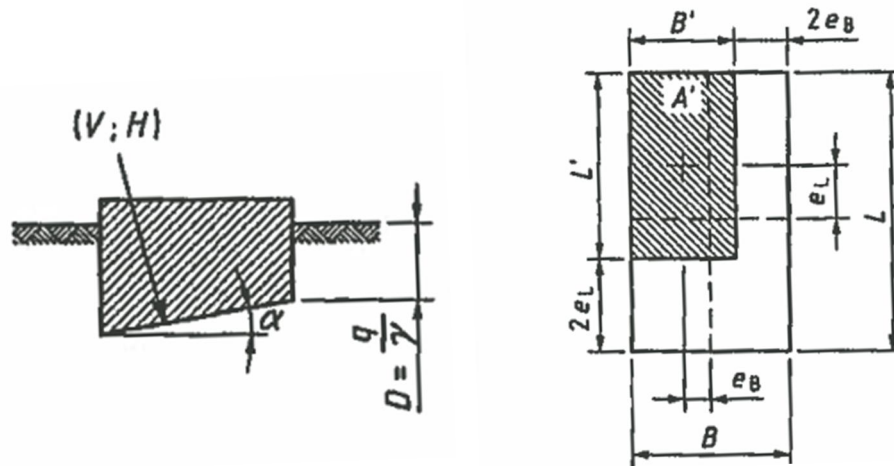
missä  $e_i$  on kuormitusresultantin epäkeskisyyys suunnassa  $i$   
 $M_i$  on suunnassa  $i$  vaikuttava momentti perustustasossa  
 $V$  on pystykuorma perustustasossa.

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad (3.45)$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad (3.46)$$

$$A' = B' \cdot L' \quad (3.47)$$

Kantavuuskaavan parametrien merkinnät on esitetty kuvassa 3.9.



Kuva 3.9. Kantavuuskaavan parametrien laskennassa käytettyjen merkintöjen selitykset (RIL 207-2009, s. 106).

### 3.4.3 Kantokestävyysmitoitustapa

Maanvaraisen anturallisen perustuksen kantokestävyysmitoitaminen tehdään Eurokoodin mukaisesti STR/GEO-rajatilassa. Rajatilassa tarkastetaan rakenteen ja maapohjan kestävyys murren suhteen. Murtorajatilassa tulee osoittaa, että kuormien vaikutuksen mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin kestävyysmitoitussarvo. Kantokestävyysmitoituksessa käytetään Eurokoodin mitoitusastetta 2. Mitoitusastetta 2 käytettäessä voidaan menetellä kahdella eri tavalla, joista käytetään merkintöjä DA2 ja DA2\*. Lisäksi käyttörajatilassa on tarkastettava, että perustuksen muodonmuutokset pysyvät sallituissa rajoissa. (RIL 207-2009, s. 53; Liikennevirasto 2013b, s. 20).

Liikenneviraston geoteknisen suunnittelun Eurokoodin soveltamisohje NCCI7 ohjeistaa käyttämään kantokestävyysmitoitukseen mitoitusastetta DA2\*. Tällöin kantokestävyysmitoitettaessa laskenta tehdään ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaehtoa laskettaessa. (Liikennevirasto 2013b, s. 20).

Maanvaraisen perustuksen kantokestävyysmitoitussarvo lasketaan luvun 3.4.2 mukaisesti yhtälöllä 3.30. DA2\*-mitoitustavalla laskenta tehdään ominaisarvoilla ja mitoitusastetta tarkistettaessa kantokestävyysmitoitussarvo jaetaan kantokestävyysmitoitussarvon osavarmuusluvulla ja pystykuormat kerrotaan kuormien osavarmuusluvulla. NCCI7:n mukaiset osavarmuusluvut kantokestävyysmitoitettaessa on esitetty taulukoissa 3.1–3.3. Taulukon 3.1 yhtälöiden 6.10a ja 6.10b tuloksista mitoittava on epäedullisimman tuloksen antava kuormitusyhdistelmä. Kantokestävyysmitoitettaessa STR/GEO-rajatilassa DA2\*-mitoitustavalla käytetään taulukon 3.2 osavarmuuslukuista sarjan M1 lukuja. (Liikennevirasto 2013b, s. 47–48; RIL 207-2009, s. 53).

*Taulukko 3.1. Kuormien ( $\gamma_F$ ) tai kuorman vaikutusten ( $\gamma_E$ ) osavarmuusluvut (STR/GEO, mitoitustapa DA2<sup>(\*)</sup>) (Liikennevirasto 2013b, liite 1, s. 3).*

Yhtälö	Pysyvät kuormat	Määräävä muuttuva kuorma $\gamma_{Q,1}$	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat $\gamma_{Q,i}$
6.10a	$1,35 \cdot K_{FI}$ $0,90 \cdot K_{FI}$		
tai			
6.10b	$1,15 \cdot K_{FI}$ $0,90 \cdot K_{FI}$	$1,35 \cdot$ (tieliikennekuorma) $1,35 \cdot$ (kevyen liikenteen kuorma) $1,45/1,20 \cdot$ (rautatietieliikennekuorma)	$1,50 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (muut muuttuvat kuormat)
	tai		
	$1,15 \cdot K_{FI}$ $0,90 \cdot K_{FI}$	$1,50 \cdot$ (muu määräävä muuttuva kuorma)	$1,35 \cdot \psi_{0,i}$ (tieliikennekuorma) $1,35 \cdot \psi_{0,i}$ (kevyen liikenteen kuorma) $1,45/1,20 \cdot \psi_{0,i}$ (rautatietieliikennekuorma) $+ 1,50 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (muut muuttuvat kuormat)

Pysyvän kuorman vaihtoehtoisista osavarmuusluvuista suurempaa käytetään epäedullisten ja pienempää edullisten kuormien kanssa. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

Kerroin  $\psi_{0,i}$  on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, joka saadaan SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukosta A2.1(FI) ajoneuvoliikenteen väylille, taulukosta A2.2(FI) kevyen liikenteen väylille ja taulukosta A2.3(FI) rautateille.

Yhtälössä 6.10b  $\gamma_{Q,1}$ :llä ja  $\gamma_{Q,i}$ :llä on arvo 1,35, kun kysymyksessä on ajoneuvo- tai kevyen liikenteen kuorma, arvo 1,45, kun kysymyksessä on rautatieliikenteen kuorma (kuormalle SW/2 tai sen sisältämille yhdistelmille 1,20) ja arvo 1,50, kun kysymyksessä on joku muu muuttuva kuorma. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

$K_{FI}$  riippuu luotettavuusluokasta seuraavasti: RC3 KFI = 1,1; RC2 KFI = 1,1; RC1 KFI = 0,9.

*Taulukko 3.2. Maaparametrien osavarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) (STR/GEO) (Liikennevirasto 2013b, liite 1, s. 6).*

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_c$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoe	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Tilavuuspaino	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

*Taulukko 3.3. Antura- ja laattaperustusten kestävyysluokien osavarmuusluvut ( $\gamma_R$ ) (Liikennevirasto 2013b, liite 1, s. 6).*

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

Mitoitusehtona kantokestävyyttä mitoitettaessa on pystykuormien mitoitussarvon oltava pienempi tai yhtä suuri kuin pysty- ja vaakakuormia vastaavalle teholliselle pohjapinnalle laskettu kantokestävyysluokien mitoitussarvo. Pohjavedenpinnan asema täytyy ottaa aina huomioon epäedullisimman tilanteen mukaan. Mitoitusehdon täyttymisestä huolimatta täytyy kuorman resultantin sijaita DA2\*-menetelmää käytettäessä sellaisen ellipsin sisällä, jonka puoliakselit ovat peruslaatan sivumittojen kolmannekset ja keskipiste

peruslaatan keskipiste. Lisäksi pysyvien kuormien resultantin tulee tällöin olla perustuksen sydänkuvion sisällä. (Liikennevirasto 2013b, s. 48).

### 3.5 Ruotsalainen mitoituskäytäntö

Ruotsin tie-, rautatie, merenkulku-, ja ilmailuliikenteestä vastaavan viraston Trafikverketin geoteknisen suunnitteluohjeen *TK Geo 11 Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner* (Trafikverket 2011, s.16) mukaan anturallisen perustuksen kantokestävyys tulee laskea jollain seuraavista menetelmistä:

- analyttinen menetelmä
- puolikokeellinen menetelmä
- perinteinen vakiintunut toimenpide

Analyttinen mitoitus tehdään joko kantavuuskaavalla tai liukupintamitoituksella. TK Geo 11:ssä viitataan analyttisen menetelmän osalta SGI:n julkaisuun *Plattgrundläggning* (Bergdahl et al. 1993, s. 85–92). *Plattgrundläggning*issä esitetty kantavuuskaava (yhtälö 3.48) on vastaa Brinch Hansenin yleistä kantavuuskaavaa (yhtälö 3.4), vaikka se on esitetty erilaisessa muodossa.

$$q_b = cN_c\xi_c + qN_q\xi_q + 0,5\gamma' b_{ef}N_\gamma\xi_\gamma, \quad (3.48)$$

Kitkamaalla (leikkauskestävyyskulma  $\varphi \neq 0$ ) kantavuuskertoimet  $N_q$  ja  $N_c$  ovat samat, mitkä ovat olleet jo Prandtlin teoriassa (yhtälöt 3.2 ja 3.3).  $N_\gamma$ :n määrittämiseen *Plattgrundläggning* esittää erilaisen yhtälön 3.49.

$$N_\gamma = F(\varphi) \left[ \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} e^{\left(\frac{3\pi}{2}\tan\varphi\right)} - 1 \right], \quad (3.49)$$

missä kerroin  $F$  määritetään yhtälöllä 3.50:

$$F(\varphi) = 0,08705 + 0,3231 \sin 2\varphi - 0,04836 \sin^2 2\varphi \quad (3.50)$$

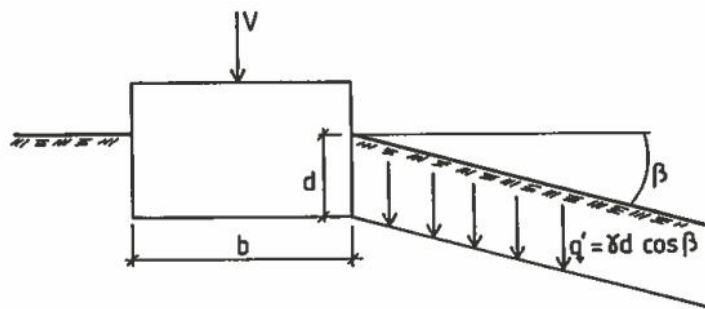
Yleisessä kantavuuskaavassa esitetyt korjauskertoimet perustuksen muodolle, perustussyvyydelle, kuormaresultantin kaltevuudelle, maanpinnan kaltevuudelle ja perustuksen leveydelle sisältyvät yhtälön korjauskertoimeen  $\xi_i$ .

$$\xi_i = d_i s_i i_i g_i b_i \quad (3.51)$$

Kertoimien  $d_i$ ,  $s_i$ ,  $i_i$ ,  $g_i$  ja  $b_i$  määrittämiselle on omat yhtälöt, joista osa poikkeaa aiemmin esitettyjen kantokestävyysteorioiden kertoimien yhtälöistä. Maanpinnan kaltevuuden korjauskertoimet poikkeavat aiemmin esitettyjen kantokestävyysteorioiden kertoimista. Ruotsalaisessa ohjeessa on kolme eri kerrointa  $g_i$ , jotka on esitetty yhtälöissä 3.52 ja 3.53. Maanpinnan kaltevuus  $\beta$  määritetään kuvan 3.10 mukaisesti ja yhtälössä 3.52  $\beta$ :n arvo annetaan radiaaneina. (Bergdahl et al. 1993, s. 89–92).

$$g_c = e^{-2\beta \tan \varphi}, \quad \text{kun } \varphi \neq 0^\circ \quad (3.52)$$

$$g_q = g_\gamma = 1 - \sin 2\beta, \quad (3.53)$$



Kuva 3.10. Perustus kaltevalla maanpinnalla, maanpinnan kaltevuuskulma  $\beta$  (Bergdahl et al. 1993, s. 92).

Avoimen tilan analyysissä ( $\varphi \neq 0^\circ$ ) maanpinnan kaltevuuden korjauskerrointa saa käyttää vain luiskankaltevuuksilla, joissa  $\beta < \varphi/2$ . Jos maanpinnan kaltevuus on suurempi kuin puolet maan leikkauskestävyyskulman arvosta, täytyy perustukselle tehdä erikseen stabiliteettimitoitus. Kantavuuskaavaa käytetään perustuksen koon mitoittamiseen, tämän lisäksi varmuus liukumista vastaan täytyy tarkistaa erikseen. (Bergdahl et al. 1993, s. 91).

### 3.6 Luiskan vaikutus kantokestävyyteen

Eurokoodi ei suoraan ota kantaa siihen, miten perustaminen luiskaan vaikuttaa kantavuuskaavan mukaiseen perustuksen kantokestävyyteen. Eurokoodin mukaan maapohjan kokonaisvakavuus perustuksen kanssa ja ilman tulee tarkastaa, kun perustus sijaitsee lähellä luonnollista tai rakennettua luiskaa tai luiskassa. (SFS-EN 1997-1 2005, s. 57)

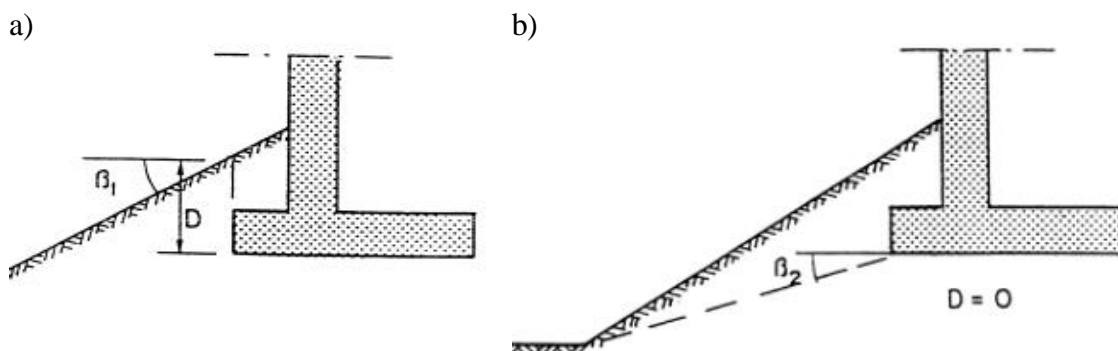
Luiskan vaikutus anturaperustuksen kantokestävyyteen voidaan laskea usealla eri menetelmällä. Yleisesti maanpinnan kaltevuus otetaan kantavuuskaavamitoituksessa huomioon erilaisilla kantavuuskaavaan sijoitettavilla kaltevuuskertoimilla. Kertoimien määrittelyssä käytetyt oletukset voivat vaihdella oleellisesti.

Anturaperustuksen kantokestävyys voidaan laskea kantavuuskaavalla silloin, kun kantavuuskaavan edellyttämä murtokuvio voi muodostua homogeenisessä maapohjassa. Muissa tapauksissa kantokestävyys määritellään liukupintojen avulla tai koekuormitusten perusteella (RIL 121-2004, s. 73).

Liikenneviraston sillan geoteknistä suunnittelua koskevassa ohjeessa maanpinnan kaltevuus voidaan alustavasti huomioida pienentämällä vaakasuoralle maanpinnalle laskettua kantokestävyyttä kertoimella  $g$  (yhtälö 3.54) (Liikennevirasto 2012a, s. 22). Ohjeen kaltevuuskerroin on sama kuin Brinch Hansenin kantokestävyysteoriassa (yhtälö 3.13). Kantokestävyys tarkistetaan liukupintalaskelmalla, jos perustamisolosuhteet sitä edellyttävät.

$$g = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \quad (3.54)$$

Kaltevuuskorjaus voidaan laskea kahdella vaihtoehtoisella tavalla. Laskentatavat ja luiskan kaltevuuden sekä perustamissyvyyden määrittäminen on esitetty kuvassa 3.11. Kantokestävyydeksi valitaan suurempi näistä saaduista arvoista.

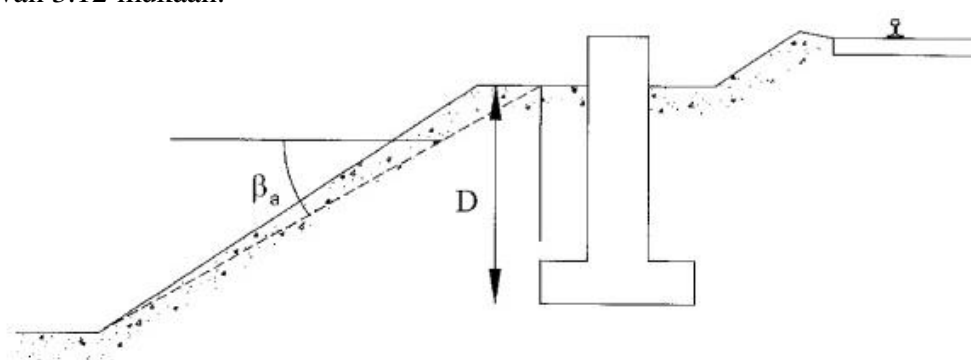


Kuva 3.11. Kaltevan maanpinnan huomioonottaminen (RIL 157-2 1990, s. 75):

a) laskentatapa 1

b) laskentatapa 2.

Mikäli luiska ei ala heti anturallisen perustuksen anturaosan etureunan kohdalta vaan perustus sijaitsee luiskan päällä, määritetään luiskan kaltevuus  $\beta$  ja perustamissyvyys  $D$  kuvan 3.12 mukaan.



Kuva 3.12. Kaltevan maanpinnan huomioon ottaminen (Kulman 2001a, s. 97).

Kulmala (1995) on tutkinut kaltevan maanpinnan vaikutusta tukitelineperustusten kantokykyyn. Kulmala on tehnyt perustusten koekuormituksia laboratorio-olosuhteissa eri tiiveysasteisille sorille maanpinnan kaltevuuksien ollessa  $15^\circ$ ,  $22,5^\circ$  ja  $30^\circ$ . Kulmala on verrannut saamiaan tuloksia Rantaniemen (1993) aiemmin tasaisella maalla tekemiin vastaaviin koekuormituksiin. Luiskan vaikutuksen vähennyskerroin on laskettu jakamalla luiskassa olevan perustuksen kantokestävyys tasaisella maalla olevan perustuksen kantokestävyydellä. Kulmalan koekuormituksissaan käyttämien perustusten perustustaso on ollut luiskan päällä ja perustusten pituus on ollut huomattavasti niiden leveyttä suurempi. Lisäksi perustuksia on kuormitettu vain pystysuuntaisella kuormituksella. Näin ollen koekuormitusolosuhteet ja perustusten muoto eroavat tyypillisestä rautateiden sivukuormitetusta pylväasperustuksesta.

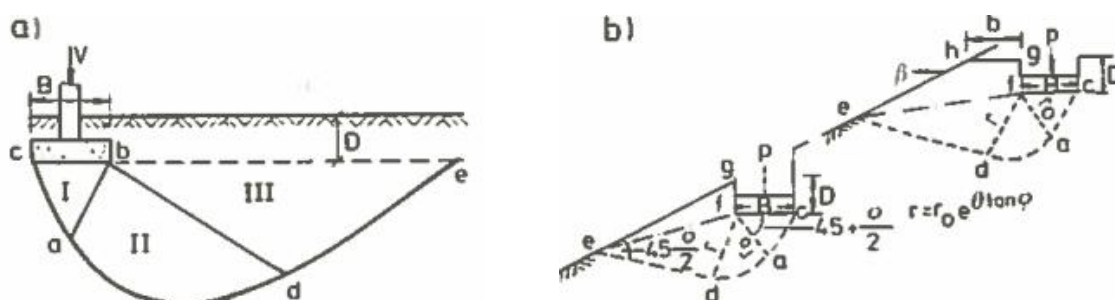
Kulman esittää lisensiaatintutkimuksessaan, että luiskan vaikutuksen rautatien ajojohdinpylvään perustukseen voidaan olettaa olevan Kulmalan esittämien tulosten mukainen. Kulman on ekstrapoloinut Kulmalan korjauskertoimiin 1:1,5 kaltevuudella olevan maanpinnan. Korjauskertoimet on esitetty taulukossa 3.4. (Kulman 2001a, s. 96).

Taulukko 3.4. Korjauskerroin  $g$  maanpinnan kaltevuuden  $\beta$  funktiona (Kulmala 1995, s. 156, Kulman 2001a, s. 97).

Maanpinnan kaltevuus $\beta$	Korjauskerroin $g$
1:4	0,58
1:3	0,48
1:2	0,35
1:1,5	0,23

Rautateiden melusteiden suunnitteluohje *Rautateiden melusteet* ohjeistaa käyttämään taulukon 3.4 mukaisia korjauskertoimen arvoja anturallisen perustuksen kantokestävyyden mitoituksessa (Ratahallintokeskus 2004, s. 38).

Bowles (1982) esittää menetelmän luiskaan perustetun rakenteen kantokestävyyden laskemiseksi. Menetelmässä kantavuuskaavan kantavuuskerrointa  $N_c$  korjataan kertoimella  $L_1/L_0$ .  $L_1$  on liukupinnan pituus luiskatussa tapauksessa ja  $L_0$  on sen pituus tasaisella maanpinnalla. Kantavuuskaavan kerrointa  $N_q$  korjataan kertoimella  $A_1/A_0$ , jossa  $A_1$  on pinta-ala  $efgh$  (kuva 3.13b) ja  $A_0$  on pinta-ala  $D \cdot (be)$  (kuva 3.13a). Kantavuuskertoimien korjauksen jälkeen perustuksen kantokestävyys lasketaan normaalisti kantavuuskaavaa käyttäen. (Bowles 1982 s. 154–157).

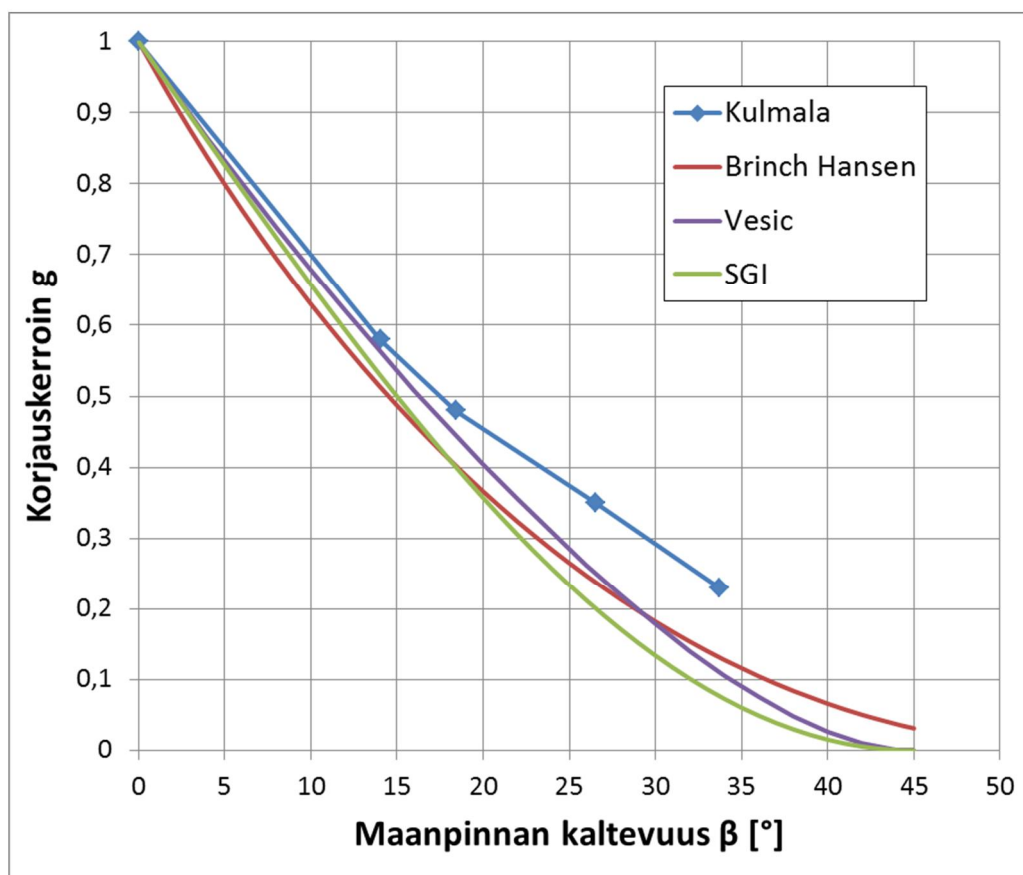


Kuva 3.13. Perustusten alle muodostuvat liukupinnat tasaisella maalla ja luiskassa (RIL 157-2 1990, s. 76).

Vesić esitti myös omassa teoriassaan (ks. luku 3.3.4) korjauskertoimen maanpinnan kaltevuudelle (yhtälö 3.27). Lisäksi ruotsalaisessa mitoitusohjeessa (ks. luku 3.5) on oma korjauskerroin (yhtälö 3.53) kaltevalle maanpinnalle.

Kuvassa 3.14 on esitetty eri lähteiden mukaiset luiskan vaikutuksen pienennyskerroimet luiskan kaltevuuden funktiona. Kuvassa olevissa kantokestävyysteorioiden mukaisissa arvoissa on maan koheesio oletettu nolaksi, jolloin eri kantokestävyysteorioiden  $g_c$ -termejä ei käytetä kantavuuskaavojen koheesio-osien supistuessa pois. Pienillä luiskan kaltevuuksilla ei eri lähteiden mukaisilla pienennyskerroimilla ole merkittävää eroa. Eri kantokestävyysteorioiden mukaiset pienennyskerroimet ovat lähellä toisiaan myös jyrkemmillä maanpinnan kaltevuuksilla. Kun maanpinnan kaltevuus alkaa jyrketä, alkaa Kulmalan määrittämä pienennyskerroin erota muista. 1:2 (26,6°) viettävällä maanpinnalla Kulmalan kerroin antaisi 1,4...1,7 kertaa suuremman kantokestävyyden verrattuna eri kantokestävyysteorioiden mukaisiin pienennyskerroimiin. Tyypillisellä ratapenkeeseen 1:1,5 (33,7°) luiskankaltevuudella Kulmalan kerroin antaisi 1,75...3 kertaa suuremman kantavuuskaavalla lasketun kantokestävyyden.





Kuva 3.14. Maanpinnan kaltevuudesta johtuva kantokestävyyden pienennyskerroin eri lähteiden mukaan.

### 3.7 Anturaperustuksen siirtymät ja kiertymät

#### 3.7.1 Kiertymien ja siirtymien laskenta

Anturallisen pylväsperustuksen kiertymien tarkka laskenta käytössä olevilla käsinlaskentamenetelmillä ei ole mahdollista. Kiertojäykkyys voidaan laskea perustuksen pilariosalle ja anturaosalle erikseen eri menetelmillä, mutta anturaosan vaikutusta pilariosan kiertojäykkyyteen tai pilariosan vaikutusta anturaosan kiertojäykkyyteen ei näillä menetelmillä saada selville. Anturallisen perustuksen kiertojäykkyyttä voidaan arvioida laskemalla eri osien kiertojäykkyydet yhteen. Koko perustuksen kiertojäykkyys on tällöin eriosien yhteenlaskettu kiertojäykkyys. Momentin aiheuttama kiertymä saadaan jakamalla momentti anturaosan ja pilariosan kiertojäykkyyden summalla (yhtälö 3.55). (Kulman 2001a, s. 98). Kiertymät ja siirtymät lasketaan käyttörajatilan kuormilla ja maan lujuusparametrien ominaisarvoilla.

$$\theta = \frac{M}{\chi^a + \chi^p}, \quad (3.55)$$

missä  $\theta$  on perustuksen kiertymä  
 $M$  on perustamistasossa vaikuttava momentti  
 $\chi^a$  on anturaosan kiertojäykkyys  
 $\chi^p$  on pilariosan kiertojäykkyys

Leen (1962) mukaan perustuksen anturaosan kiertymä voidaan laskea yhtälöllä 3.56:

$$\theta = \frac{M}{B' \cdot L'^2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_m \quad (3.56)$$

missä  $I_m$  on perustuksen muotokerroin

Perustuksen anturaosan kiertojäykkyys  $\chi^a$  saadaan siten laskettua yhtälöllä 3.57 (Kulman 2001a, s. 98).

$$\chi^a = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{\frac{(1-\nu^2) \cdot I_m}{B' \cdot L'^2 \cdot E_s}} = \frac{B' \cdot L'^2 \cdot E_s}{(1-\nu^2) \cdot I_m} \quad (3.57)$$

missä  $\nu$  on maan Poissonin luku  
 $E_s$  on maan kimmomoduuli

Perustuksen muotokerroin voidaan määrittää taulukon 3.5 avulla. Yhtälössä 3.57 tarvittavia maalajien muodonmuutosmoduuleja ja Poissonin lukuja voidaan arvioida taulukoista 3.6 ja 3.7. Taulukoissa esitetyt arvot esittävät vaihteluväliä ja todelliset arvot riippuvat maan jännityshistoriasta, vesipitoisuudesta, tiiveydestä ja kerrostuman iästä. Tarkat parametrit muodonmuutosmoduuleille ja Poissonin luvuille voidaan määrittää maaperästä tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden avulla.

*Taulukko 3.5. Jäykän perustuksen muotokerroin  $I_m$  (Bowles 1982, s. 184, alkuperäislähde Lee, 1962).*

Perustuksen muoto	$I_m$
Ympyrä	6,0
Neliö	3,7
Nelikulmio, L/B =	
0,2	2,29
0,5	3,33
1,5	4,12
2	4,38
5	4,82
10	4,93
100	5,06

*Taulukko 3.6. Eri maalajien tyypillisiä Poissonin lukuja (Bowles 1982, s. 67).*

Maalaji	$\nu$
Kyllästynyt savi	0,4–0,5
Kyllästymätön savi	0,1–0,3
Hiekkainen savi	0,2–0,3
Siltti	0,3–0,35
Hiekka (tiivis)	0,2–0,4
Karkea hiekka (huokosluku = 0,4-0,7)	0,15
Hieno hiekka (huokosluku = 0,4-0,7)	0,25
Kallio	0,1–0,4

Taulukko 3.7. Eri maalajien tyypillisiä kimmomoduulin arvoja (Bowles 1997, s. 125).

Maalaji	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Hyvin pehmeä savi	0,3–3,0
Pehmeä savi	2,0–4,0
Keskitiivis savi	4,5–9,0
Tiivis savi	7,0–20,0
Siltti	2–20
Hiekkainen savi	30,0–42,5
Moreeni	10–150
Silttinen hiekka	5–20
Löyhä hiekka	10–25
Tiivis hiekka	50–80
Löyhä sora	50–150
Tiivis sora	100–200

Kulman on lisensiaatintutkimuksessaan johtanut kaavan (yhtälö 3.58) perustuksen pilariosan kiertöjäykkyyden  $\chi^p$  laskentaan. Sama yhtälö esitetään myös ohjeessa *Rautateiden meluesteet* (Kulman 2001a, s. 100; Ratahallintokeskus 2004, s. 38).

$$\chi^p = \frac{M}{\theta} = \left( \frac{1}{9} \cdot n_h \cdot z_r^2 \cdot D - \frac{1}{36} n_h \cdot z_r^3 \right) \cdot z_r \quad (3.58)$$

missä  $n_h$  on alustalukukerroin  
 $z_r$  on perustuksen kiertokeskiön syvyys

Alustalukukertoimen  $n_h$  voidaan käyttää kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman painopisteen kohdalla olevaa alustalukukertoimen arvoa. Alustalukukerroin voidaan laskea avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla yhtälön 3.59 mukaisesti (Kulman 2001a, s. 81).

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{E_d}{1/2 \cdot z_r} \quad (3.59)$$

### 3.7.2 Luiskan vaikutus siirtymiin ja kiertymiin

Luiska vaikuttaa perustuksen pilariosaan eri tavalla kuin perustuksen anturaosan toimintaan. Kulmanin mukaan anturaosan kiertymät luiskaan päin voidaan laskea samalla tavalla kuin tasamaalla olevan perustuksen kiertymät, mikäli maassa tapahtuvien muodonmuutosten voidaan olettaa olevan lineaarisesti kimmoisia. Muodonmuutosten voidaan olettaa kimmoisia, mikäli perustusta kuormittava momentti on myötömomenttia pienempi. Luiskaan päin kuormitettavan perustuksen anturaosan myötömomentti on pienempi kuin tasamaalla olevan perustuksen. Luiskan vaikutuksen anturallisen perustuksen pilariosan toimintaan voidaan olettaa olevan samanlainen kuin anturattoman paa-lumaisen perustuksen toimintaan (ks. luku 4.2.2). Näin ollen luiskaan päin kuormitetun perustuksen myötörajaa vastaavan kiertymän voidaan olettaa olevan pienempi kuin tasamaalla olevan perustuksen myötökiertymän (Kulman 2001a, s. 101).

## 4 Paaluperustuksen kestävyys ja mitoitus

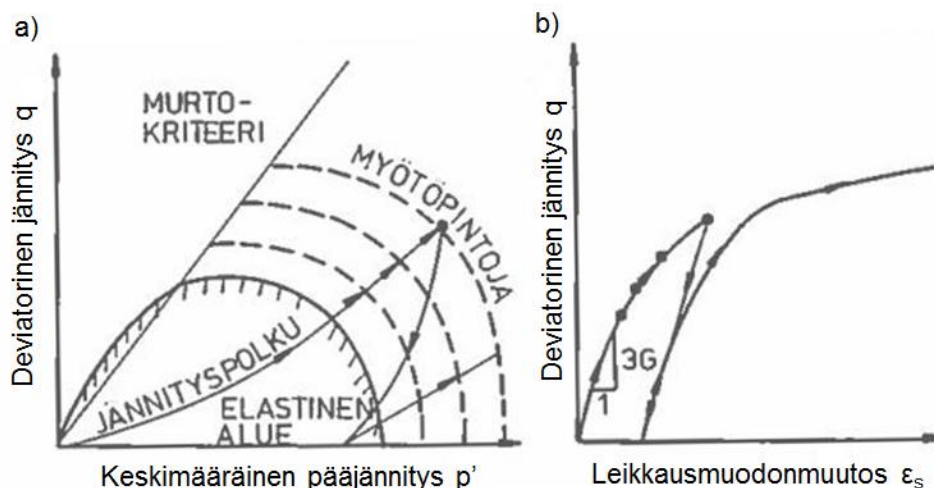
### 4.1 Paaluperustuksen toiminta sivukuormituksessa

#### 4.1.1 Maan käyttäytyminen paalun ympärillä

Kun lyhyttä ja jäykkää paalua kuormittaa vaakavoima tai taivutusmomentti, paalun edessä oleva maa tiivistyy ja paalu kiertyy kiertokeskiönsä ympäri. Murtuminen tapahtuu maan leikkausjännitysten ylittäessä maan leikkauslujuuden (Heikkilä 1988, s. 16). Homogeenisessa kitkamaassa kiertokeskiön sijainti on noin 0,7 kertaa paalun upotussyvyyden etäisyydellä maanpinnasta (RIL 212-2001, s. 65).

Maamateriaalille on tyypillistä epälineaarinen käyttäytyminen kimmoisella alueella sekä hystereesi-ilmiö (kuva 4.1b). Hystereesillä tarkoitetaan, ettei muodonmuutosjännityspolku -polku yhdy kuormituksessa ja palautuksessa (RIL 157-2 1990, s. 16–17).

Kuormitus aiheuttaa maahan muodonmuutoksia, jotka jakautuvat yleensä elastiseen eli kimmoiseen ja plastiseen eli palautumattomaan osaan. Kuormituksen alkuvaiheessa muodonmuutokset voidaan olettaa lähes kokonaan kimmoisiksi eli palautuviksi. Materiaalin elastinen alue kuormituksessa jää jännitysvaruudessa myötöpinnan sisäpuolelle (kuva 4.1a). Myötöpinta riippuu maan ominaisuuksista ja sen parametrit ja muoto määritetään kokeellisesti. Kuormituksen kasvaessa plastisten muodonmuutosten osuus kasvaa nopeasti kimmoisten muodonmuutosten osuuden jäädessä lähes mitättömäksi. Jännitysten edelleen kasvaessa plastiset muodonmuutokset lisääntyvät, kunnes saavutetaan maamateriaalille ominainen murtotila. Murtotilassa maan leikkausjännitykset nousevat maan leikkauslujuuden suuruiseksi (RIL 157-2, s. 16–17).



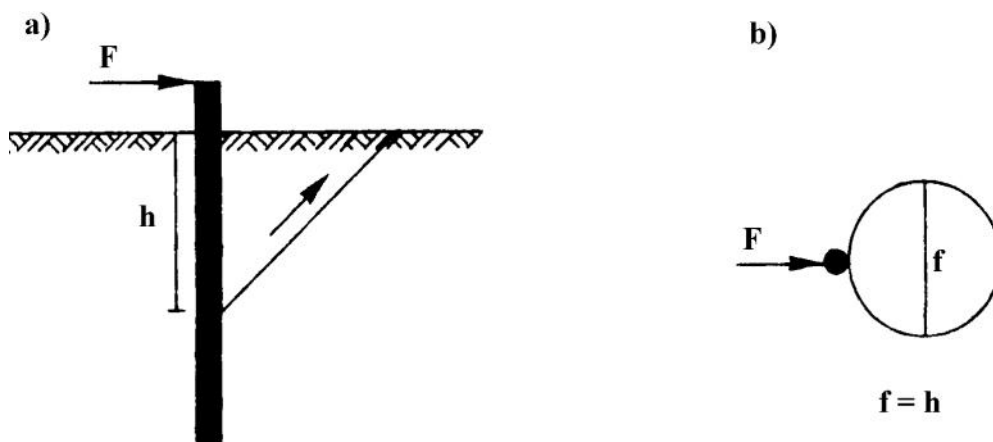
Kuva 4.1. Maamateriaalin myötöpinta ja elastinen alue (RIL 157-2 1990, s. 14, muokattu).

a) Jännityspolku jännitysvaruudessa

b) Muodonmuutokset.

Maan murtuminen lähellä maan pintaa tapahtuu leikkausmurtumana niin, että maahan muodostuu liukupinta. Liukupintamurtumassa maa liikkuu paalun edessä yläviistoon muodostaen homogeenisessa kitkamaassa kartion muotoisen liukupinnan. Murtuminen tapahtuu, kun muodostuva liukupinta saavuttaa maan pinnan. Liukupinnan sisään jäävän kartion halkaisija on noin liukupinnan paalusta lähtevän pään ja maanpinnan välisen etäisyyden suuruinen (kuva 4.2). Maan murtuminen tapahtuu liukupintamurtumisena karkearakeisessa maassa noin syvyydelle  $15d$  saakka ja hienorakeisessa maassa noin

syvyydelle  $3d$  saakka (Broms 1972; Nylund 1971). Syvemmällä maan murtuminen tapahtuu paikallisesti. Maa plastisoituu paalun ympäriltä, jolloin paalu leikkautuu maan läpi (Broms 1972; Kulman 2001a, s. 67).



Kuva 4.2. Murtotilassa paalun eteen muodostuva liukupinta: a) sivulta b) päältä (Broms 1972, Kulman 2001a, s. 67).

#### 4.1.2 Paalun käyttäytyminen sivukuormituksessa

Vaakakuormitetun paalun käyttäytymisen analysointi perustuu siihen, että vaakakuormitus aiheuttaa maassa ulkoista kuormitusta vastustavia voimia. Tämän sivuvastuksen suuruus ja jakautuminen riippuu maan ja paalun suhteellisesta jäykkyydestä sekä paalun kiinnityksestä rakenteeseen. Paalun suhteelliseen jäykkyyteen vaikuttaa paalun jäykkyys, ympäröivän maan jäykkyys ja paalun pituus. Sivukuormitetut paalut voidaan luokitella murtomekanismin perusteella lyhyisiin ja jäykkiin sekä pitkiin ja taipuisiin perustuksiin (Das 2010, s. 40).

Toinen merkittävä tekijä vaakakuormitetun paalun käyttäytymisen analysoinnissa on paalun yläpään kiinnitys. Paalun yläpää on vapaa, jos se pääsee vapaasti kiertymään. Paalun yläpää on jäykkä, jos se on kiinnitetty jäykästi rakenteeseen eikä siihen pääse syntymään kiertymistä. Paalun pään ollessa vapaa, on sen sivukuormituskestävyys pienempi kuin jäykästi kiinnitetyn paalun (Das 2010, s. 40). Rautateiden sähköpylväiden paaluperustukset ovat yleensä yksittäisiä paaluja, joiden yläpäähän pylväs on kiinnitetty. Näin ollen perustusten yläpäävät pääsevät kiertymään vapaasti.

Paaluperustukset voidaan jakaa murtomekanismin perusteella lyhyisiin ja jäykkiin tai pitkiin ja taipuisiin perustuksiin. Poikittaiskuormitetun paalun käyttäytymistä voidaan alustavasti arvioida hienorakeisessa maassa parametrilla  $R$  (yhtälö 4.1a) ja karkearakeisessa maassa parametrilla  $T$  (yhtälö 4.1b) (RIL 254-2011 s. 89).

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}} \quad (4.1a)$$

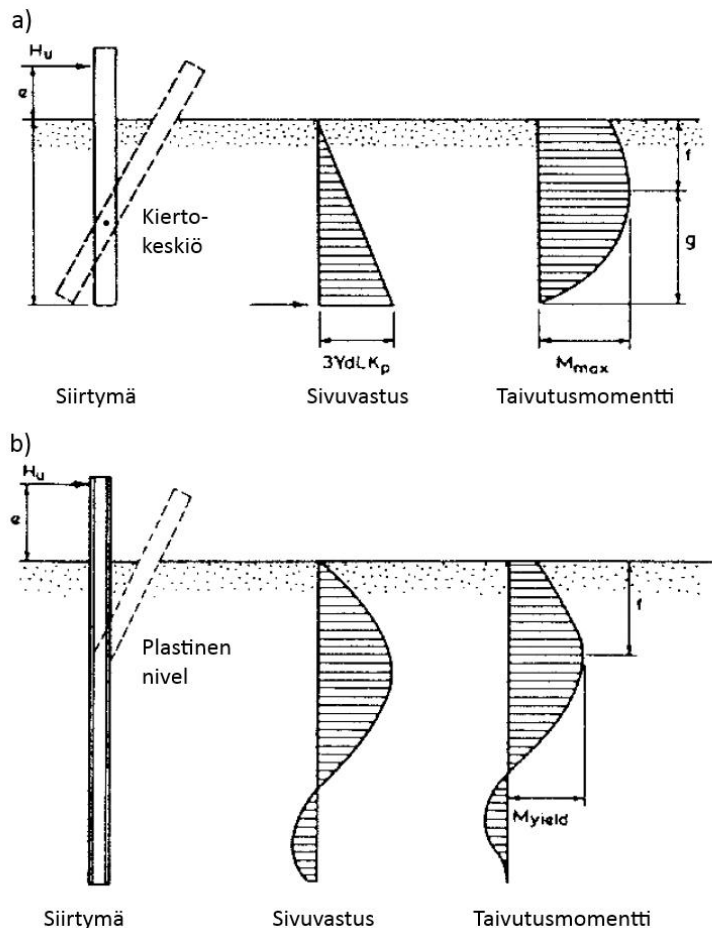
$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}, \quad (4.1b)$$

missä  $EI$  on paalun taivutusjäykkyys  
 $E_s$  on koheesiomaan vaakasuuntainen kimmomoduuli  
 $n_h$  on vaakasuuntainen alustalukukerroin karkearakeisessa maassa.

Perustuksen upotussyvyyden ja parametrin suhteen  $L/R$  tai  $L/T$  eli jäykkyysuhteen ollessa pienempi kuin kaksi, käsitellään paalua maassa kiertyvänä jäykkänä kappaleena, jolloin paalun muodonmuutoksia ei tarvitse ottaa huomioon. Lyhyt ja jäykkä paalu kiertyy maassa kiertokeskuksensa ympäri ja maan murtuminen tapahtuu ennen paalun myötäämistä (RIL 254–2011, s. 90).

Kun jäykkyysuhde  $L/R$  tai  $L/T$  on vähintään neljä, laskelmissa täytyy huomioida myös paalun muodonmuutokset. Jäykkyysuhdetta neljä vastaavaa paalupituutta voidaan pitää sivuvastuksen suhteen paalun toiminnallisena ääriarvona. Perustuksen pituuden lisääminen ei tällöin enää vaikuta paalun toimintaan, vaan paalun murtuminen tapahtuu ennen maan murtumista. Pitkän ja taipuisan paalun murtuminen tapahtuu siten, että paaluun muodostuu plastinen nivel. (RIL 254–2011, s. 90)

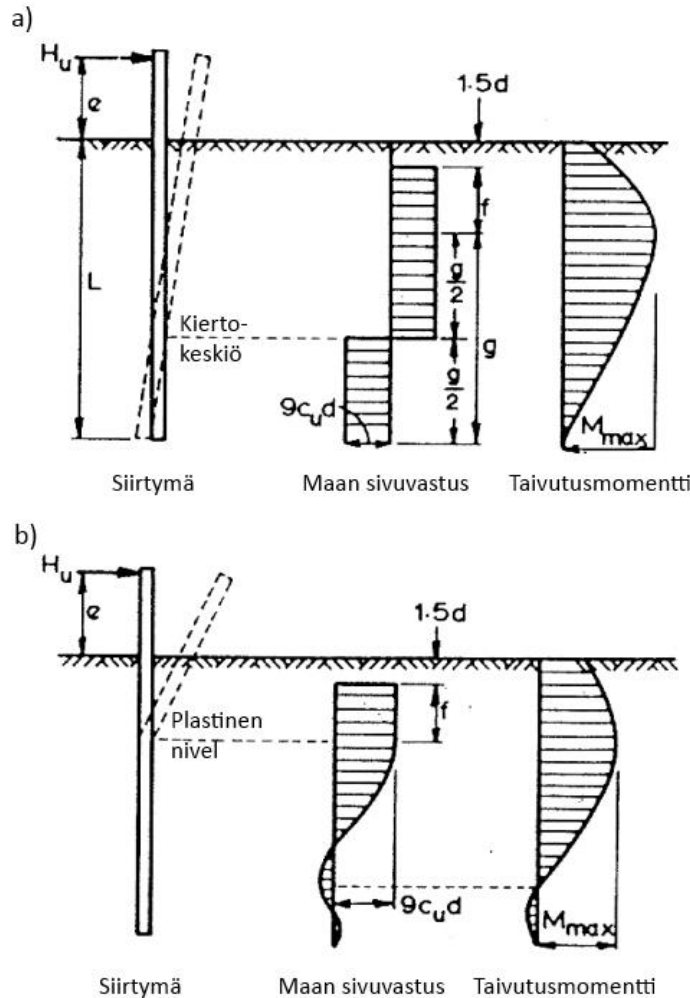
Jäykkyysuhteen ollessa välillä 2...4 voidaan väliarvot interpoloida riittävällä tarkkuudella. (RIL 254-2011, s. 90) Yläpäästään vapaasti kiertyvän paaluperustuksen jäykkyysuhteen vaikutus murtomekanismiin kitkamaassa ja koheesiomaassa on esitetty kuvissa 4.3 ja 4.4.



Kuva 4.3. Jäykkyysuhteen vaikutus paalun murtomekanismiin ja rasituksiin kitkamaassa.

a) Lyhyt ja jäykkä paalu (Broms 1964b, s. 130)

b) Pitkä ja taipuisa paalu (Broms 1964b, s. 138).



Kuva 4.4. Jäykkyysuhteen vaikutus paalun murtomekanismiin ja rasituksiin koheesiomaassa.

a) Lyhyt ja jäykkä paalu (Broms 1964a, s. 48)

b) Pitkä ja taipuisa paalu (Broms 1964a, s. 51).

#### 4.1.3 Paaluun kohdistuva maanpaine

Maanpaineella tarkoitetaan maamassan itsensä tai ulkoisen kuormituksen aiheuttamaa kosketuspainetta määrättyä rakennetta vasten. Maanpaineen suuruus, suunta ja jakautuminen riippuvat sekä maan ominaisuuksista että rakenteen siirtymistä. Riippuen rakenteen siirtymästä suhteessa maahan, maanpainetta kutsutaan aktiiviseksi, lepopaineeksi tai passiiviseksi maanpaineeksi. Aktiivipaineen ( $P_a$ ) tapauksessa maassa oleva rakenne siirtyy maamassasta poispäin ja siihen kohdistuva maanpaine pienenee saavuttaen lopulta rakenteeseen kohdistuvan täydellisesti mobilisoituneen aktiivisen maanpaineen minimiarvon. Rakenteen pysyessä siirtymättömänä ympäröivään maahan nähden, vaikuttaa rakenteeseen lepopaine ( $P_0$ ). Maassa ei kehity tällöin lainkaan liukupintoja. Lepopaine on se kosketuspaine, jolla maa-aineksen hiukkasten keskinäinen asema pysyy siirtymättömänä. Lepopainekerroin voidaan määrittää kokeellisesti kolmiakσιαalikokeella jäljittelemällä luonnossa vallitsevia olosuhteita. Passiivipaineen ( $P_p$ ) tapauksessa rakenne siirtyy maamassaa vasten ja siihen kohdistuva maanpaine kasvaa saavuttaen lopulta maanpaineen maksimiarvon. Passiivipaineen maksimiarvo tarkoittaa murtotilassa vallitsevaa suurinta mahdollista maanpaineen arvoa. Aktiivisen ja passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittavan siirtymän suuruus riippuu maan ominaisuuksista ja rakenteen maassa olevan osan korkeudesta. Passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvit-

tava siirtymä on yleensä huomattavasti suurempi kuin aktiivipaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä (RIL 157-2 1990, s. 151–155).

Maanpaineiden kehittymiseen vaadittavat siirtymät on eurokoodissa esitetty seinämäisille rakenteille. Alustalukumenetelmällä paaluperustusta laskettaessa passiivisen maanpaineen kehittymiseen vaadittavan siirtymän määrää alustaluku. Maanpaineiden kehittymiseen vaadittavien siirtymien suuruus on käsitelty tarkemmin tämän tutkimuksen luvussa 4.3.3.

Maanpaineiden määrittämisessä tulee ottaa huomioon tarkasteltavassa rajatilassa mahdollisesti esiintyvän liikkeen ja muodonmuutoksen hyväksyttävä muoto ja suuruus. Rakenteen siirtymälle asetetut raja-arvot voivat olla pienemmät kuin täyden maanpaineen mobilisoitumiseen vaadittava siirtymä. Tällaisessa tilanteessa esiintyy maanpaineen väliarvoja. Maanpaineen väliarvon määrittämisessä tulee ottaa huomioon rakenteen liikkeen suuruus ja suunta suhteessa maapohjaan. Maanpaineen väliarvot voidaan laskea käyttäen esimerkiksi erilaisia kokemusperäisiä sääntöjä, jousivakiomenetelmiä tai elementtimenetelmiä. (SFS-EN 1997-1 2005, s. 95–96).

Maanpaineiden laskentaan on olemassa eri teorioita. Alun perin maanpaineet on laskettu Rankinen kehittämien yksinkertaisten yhtälöiden avulla. Coulombi on myöhemmin kehittänyt teorian monimutkaisempien tapauksien maanpaineiden laskentaan. Coulombin teoriolla pystyy ottamaan huomioon esimerkiksi rakenteen tai maanpinnan kaltevuuden sekä rakenteen ja maan välisen kitkan vaikutuksen. Eurokoodissa on oma tapa maanpaineiden määrittämiseen, joka poikkeaa Coulombin teoriasta.

### **Maanpainekertoimet Eurokoodin mukaan**

Karkearakeisella maalla lepopainekerroin  $K_0$  voidaan laskennallisesti määrittää yhtälöllä 4.2. Yhtälöä ei käytetä erittäin suurilla OCR-arvoilla. (SFS-EN 1997-1 2005, s. 94).

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (4.2)$$

missä  $K_0$  on maan lepopainekerroin  
 $\varphi'$  on maan tehokas leikkauskestävyyskulma  
 OCR on maan ylikonsolidaatioaste.

Jos maapohja viettää rakenteesta ylöspäin kulmassa  $\beta \leq \varphi'$  vaakatason, lepopainekerroin voidaan tällöin määrittää yhtälöllä 4.3 (SFS-EN 1997-1 2005, s. 94).

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin\beta) \quad (4.3)$$

missä  $K_{0;\beta}$  on rakenteesta ylöspäin viettävän maan lepopainekerroin  
 $\beta$  on maanpinnan kaltevuus vaakatasoon nähden.

RIL 207-2009 suosittelee aktiivisen ja passiivisen maanpainekertoimen määrittämiseen standardin SFS-EN 1997-1 liitteessä C esitettyjä nomogrammeja käytettävän, jotka on esitetty tämän raportin liitteessä 2. Vaihtoehtoisesti maanpainekertoimet voidaan määrittää myös analyttisellä menetelmällä. Ruotsala (2011) on tehnyt vertailuja nomogrammimenetelmän ja analyttisen menetelmän välillä. Ruotsala toteaa nomogrammimenetelmän ja analyttisen menetelmän antamien arvojen olevan hyvin lähellä toisiaan aktiivista maanpainekerrointa määritettäessä. Passiiviselle maanpainekertoimelle ana-



lyyttinen menetelmä antaa pienempiä arvoja suurilla maan leikkauskestävyyskulman ja seinäkitkan arvoilla. Ilman seinäkitkaa ei menetelmien välillä ole juurikaan eroa. Nomogrammimenetelmällä voidaan määrittää maanpainekertoimet ainoastaan kolmelle eri seinäkitkan arvolle:  $\delta/\varphi' = 0$ ,  $\delta/\varphi' = 0,66$  ja  $\delta/\varphi' = 1,0$ . Näin ollen esimerkiksi teräksen ja maanvälillä tyypillisesti käytetylle seinäkitkan arvolle  $\delta/\varphi' = 0,5$  ei voida määrittää maanpainekerrointa nomogrammimenetelmällä, vaan se täytyy määrittää analyyttisesti.

Eurokoodin analyyttisessä menetelmässä on oma kerroin maan painolle ( $K_\gamma$ ), koheesiolle ( $K_c$ ), pinnalla vaikuttavalle normaalivoimalle ( $K_n$ ), ja maan pinnalla vaikuttavalle pystysuuntaiselle kuormitukselle ( $K_q$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 139).

Aktiivinen maanpainekerroin määritetään Eurokoodin analyyttisellä menetelmällä yhtälöiden 4.4–4.9 avulla (Bond ja Harris 2008, s. 410–411).

$$K_{an} = \frac{1 + \sin\varphi \cdot \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin\varphi \cdot \sin(2m_t + \varphi)} \cdot e^{2(m_t + \beta - m_w - \theta)\tan\varphi} \quad (4.4)$$

$$K_{a\gamma} = K_{an} \cdot \cos\beta \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (4.5)$$

$$K_{aq} = K_{an} \cdot \cos^2\beta = K_{a\gamma} \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta - \theta)} \quad (4.6)$$

$$K_{ac} = (K_{an} - 1) \cdot \cot\varphi = \left( \frac{1}{\cos\beta \cdot \cos(\beta - \theta)} \cdot K_{a\gamma} - 1 \right) \cdot \cot\varphi \quad (4.7)$$

$$2m_t = \cos^{-1} \left( \frac{-\sin\beta}{\sin\varphi} \right) - \varphi - \beta \quad (4.8)$$

$$2m_w = \cos^{-1} \left( \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} \right) - \varphi - \delta \quad (4.9)$$

missä  $K_{a\gamma}$  on aktiivinen maanpainekerroin maan painolle  
 $K_{aq}$  on aktiivinen maanpainekerroin pintakuormalle  
 $K_{ac}$  on aktiivinen maanpainekerroin koheesiolle  
 $\varphi$  on maan leikkauskestävyyskulma  
 $\delta$  on rakenteen ja maan välinen leikkauskestävyyskulma (ks. kuva 4.5)  
 $\beta$  on maan kaltevuuskulma rakenteen vieressä (ks. kuva 4.5)  
 $\theta$  on rakenteen kaltevuuskulma pystytasosta (ks. kuva 4.5)

Passiivinen maanpainekerroin määritetään Eurokoodin analyyttisellä menetelmällä yhtälöiden 4.10–4.15 avulla (Bond ja Harris 2008, s. 410–411).

$$K_{pn} = \frac{1 - \sin\varphi \cdot \sin(2m_w - \varphi)}{1 + \sin\varphi \cdot \sin(2m_t - \varphi)} \cdot e^{-2(m_t + \beta - m_w - \theta)\tan\varphi} \quad (4.10)$$

$$K_{p\gamma} = K_{pn} \cdot \cos\beta \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (4.11)$$

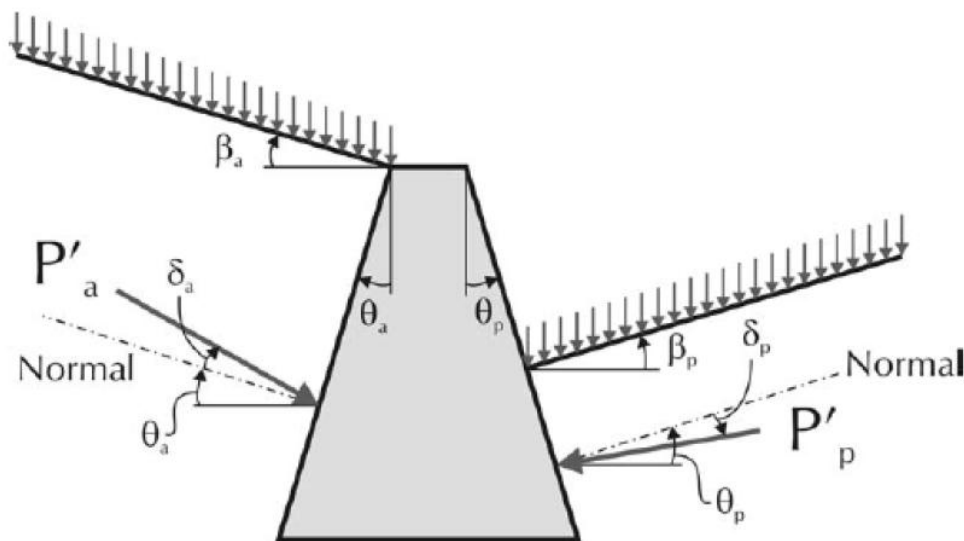
$$K_{pq} = K_{pn} \cdot \cos^2\beta = K_{p\gamma} \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta - \theta)} \quad (4.12)$$

$$K_{pc} = (K_{pn} - 1) \cdot \cot\varphi = \left( \frac{1}{\cos\beta \cdot \cos(\beta - \theta)} \cdot K_{p\gamma} - 1 \right) \cdot \cot\varphi \quad (4.13)$$

$$2m_t = \cos^{-1} \left( \frac{-\sin\beta}{-\sin\varphi} \right) + \varphi - \beta \quad (4.14)$$

$$2m_w = \cos^{-1} \left( \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} \right) + \varphi + \delta \quad (4.15)$$

missä  $K_{py}$  on passiivinen maanpaine kerroin maan painolle  
 $K_{pq}$  on passiivinen maanpaine kerroin pintakuormalle  
 $K_{pc}$  on passiivinen maanpaine kerroin koheesiolle  
 $\varphi$  on maan leikkauskestävyysskulma  
 $\delta$  on rakenteen ja maan välinen leikkauskestävyysskulma (ks. kuva 4.5)  
 $\beta$  on maan kaltevuuskulma rakenteen vieressä (ks. kuva 4.5)  
 $\theta$  on rakenteen kaltevuuskulma pystytasosta (ks. kuva 4.5)



Kuva 4.5. Eurokoodin maanpaine kertoimien analyttisen laskentamenetelmän merkkien selitykset (Bond ja Harris 2008, s. 411).

### Coulombin maanpaineteoria

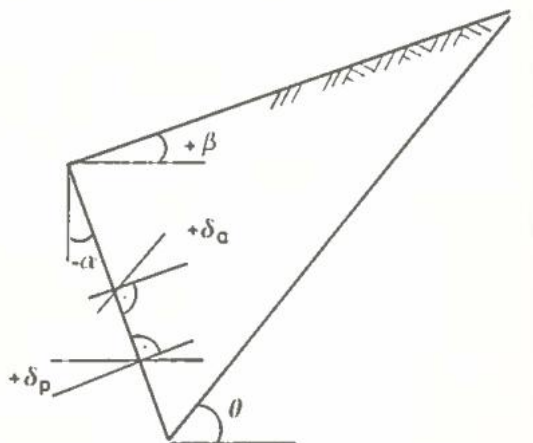
Coulombin maanpaineteoria eli klassinen maanpaineteoria perustuu tasoliukupintojen tarkasteluun. Murtotila vallitsee vain määrättyssä tasoliukupinnassa ja maamassan muut osat ovat kimmoisessa tilassa. Teoria huomioi maan ja rakenteen välillä olevan kitkan, maanpinnan kaltevuuden ja rakenteen kaltevuuden vaakatasoon nähden. Coulombin teoria perustuu rakenteen ja liukupinnan välisen maamassan tasapainotilan tarkasteluun, mutta momenttitasapaino jätetään ottamatta huomioon. Kriittisen maanpaineen määrittämiseksi on tarkasteltava useita liukupintoja (RIL 157-2 1990, s. 162–163). Coulombin teorian mukainen aktiivinen maanpaine kerroin saadaan laskettua yhtälöllä 4.16 ja passiivinen maanpaine kerroin yhtälöllä 4.17 (RIL 157-2 1990, s. 169).

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} = \frac{1}{K_p} \quad (4.16)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} = \frac{1}{K_a} \quad (4.17)$$

missä  $K_a$  on aktiivinen maanpaine kerroin  
 $K_p$  on passiivinen maanpaine kerroin  
 $\varphi$  on maan leikkauskestävyyskulma  
 $\delta$  on seinäkitkakulma (ks. kuva 4.6)  
 $\beta$  on maan kaltevuuskulma rakenteen vieressä (ks. kuva 4.6)  
 $\alpha$  on rakenteen kaltevuuskulma pystytasosta (ks. kuva 4.6)

Maanpainekertoimien laskennassa käytettyjen yhtälöiden kaltevuustermien merkkisäännöt on esitetty kuvassa 4.6.



Kuva 4.6. Kaltevuuskulmien merkkisäännöt (RIL 157-2 1990, s. 169).

Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjeen ja RIL:n eurokoodin suunnitteluohjeen mukaan aktiivinen ja passiivinen maanpaine kerroin suositellaan määritettäväksi Eurokoodin mukaisesti liitteen 2 mukaisia nomogrammeja käyttäen. Nomogrammien käyttö on suositeltavaa, koska yleisesti käytetty Coulombin maanpaineteoria johtaa etenkin suurilla leikkauskestävyyskulman ja seinäkitkakulman arvoilla liian suuriin passiivipaineen arvoihin (RIL 201-2009, s. 162; Liikennevirasto 2013b, s. 62).

## 4.2 Paaluperustuksen sivukuormituskapasiteetti

### 4.2.1 Sivuvastus ja sivukuormitus

Paalun sivukuormakestävyydellä tarkoitetaan paalun sietämää suurinta vaakakuormitusta, kun otetaan huomioon maan kestävyys, paalun sallittu taivutusmomentti ja suurin sallittu siirtymä. Paalun sivukuormitus tai sivuvastus aiheutuu maan ja paalun liikkeistä toistensa suhteen. Kuormituksesta puhutaan, kun maa kuormittaa paalua ja vastuksesta puhutaan, kun maa vastustaa paalun siirtymää. Sivukapasiteettiin vaikuttavat paalua ympäröivien maakerrosten lujuus ja jäykkyys, paalun pään kiinnitysaste sekä paalun oma taivutusjäykkyys (RIL 230-2007, s. 97).

Paalun sivukuormitus syntyy tavallisesti ulkoisesta kuormasta, tunnetun siirtymän aiheuttamasta pakkovoimasta tai maanpaineesta paalua vasten. Pakkovoimia voi aiheutua esimerkiksi ylärakenteen lämpötilanmuutoksista. Yksittäisen paalun ja pylvään muodostamassa rakenteessa ei siirtymien muodostamia pakkovoimia pääse syntymään.

Paaluperustuksen sivuvastuksen ja sivukuormituksen ääriarvot määritetään maan murto-tilan mukaan maanpaineteoriaan perustuen. Kitkamaassa sivuvastuksen ääriarvo  $p_m$  saadaan laskettua yhtälöllä 4.18 ja koheesiomaassa yhtälöllä 4.19. Sillan geoteknisen suunn

nitteluohjeen mukaan kertoimet 3,0...4,4 ja 6...9 edustavat normaalia sivuvastuksen vaihtelualuetta ja mitoitus on tehtävä siten, että sivuvastuksen arvoa voi vastata mikä tahansa vaihtelualan kerroin (Liikennevirasto 2012a, s. 29–30).

$$p_m(z) = 3,0 \dots 4,4 \cdot \sigma_v' \cdot K_p \quad (4.18)$$

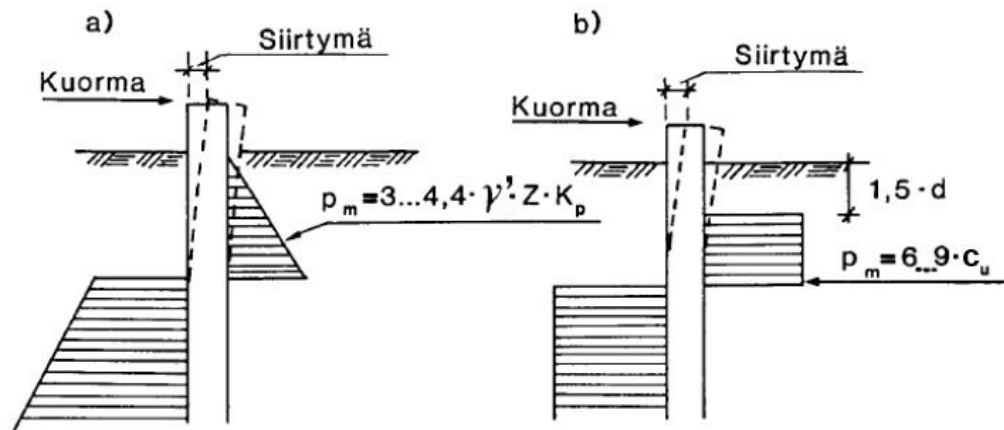
missä  $p_m(z)$  on sivuvastuksen/-kuormituksen ääriarvo syvyydellä  $z$  [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $\sigma_v'$  on tehokas pystyjännitys syvyydellä  $z$  [ $\text{kN/m}^3$ ]  
 $K_p$  passiivinen maanpaine kerroin

$$p_m = 6 \dots 9 \cdot c_u \quad (4.19)$$

missä  $p_m$  on sivuvastuksen/-kuormituksen ääriarvo [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $c_u$  on suljettu leikkauslujuus [ $\text{kN/m}^2$ ]

Karkearakeisessa maassa ja moreenissa sivuvastuksen ääriarvon eli murtoarvon oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyden kasvaessa. Hienorakeisessa maassa sivuvastuksen ääriarvo oletetaan vakioksi syvyydestä riippumatta. Koheesiomaassa pintakerroksen osuus syvyyteen  $1,5d$  asti jätetään tarkastelematta, jos se on tarkasteltavan ilmiön kannalta mitoittavampi kuin ko. kerroksen huomioonottaminen (Liikennevirasto 2012a, s. 30).

RIL:n paalutusohjeessa (RIL 254-2011, s. 91) on annettu omat sivuvastukselle ja sivukuormitukselle omat yhtälöt. Hienorakeisella maalla yhtälön 4.19 kerrointa 6 esitetään käytettäväksi pysyville kuormille ja kerrointa 9 lyhytaikaisille kuormille. Niin ikään sivuvastuksen tapauksessa pintakerros syvyydelle  $1,5d$  jätetään huomioimatta, kun taas sivukuormituksessa otetaan myös pintakerros mukaan. Kuvassa 4.7 on esitetty sivuvastuksen ja -kuormituksen määrittäminen karkearakeisessa ja hienorakeisessa maassa.



Kuva 4.7. Sivuvastuksen ääriarvot  $p_m$  jäykälle paalulle; a) karkearakeisessa maassa, b) hienorakeisessa maassa (Liikennevirasto 2012a, s. 30)

#### 4.2.2 Luiskankalteen vaikutus sivuvastukseen

Rautatieympäristössä rakenteet joudutaan usein perustamaan ratapengerluiskaan. Luiskankalteen vaikutuksen tiedetään vaikuttavan oleellisesti paaluperustuksen vaakakuormitus- tai momenttikapasiteettiin.

Karkearakeisessa maassa luiskankalteen vaikutus paalun sivuvastukseen voidaan ottaa huomioon yhtälöön 4.18 sisältyvän passiivipaine kertoimen avulla. Kaltevalla maanpinnalla passiivipaine kerroin määritetään luvun 4.1.3 mukaisesti. Luvun 4.1.3 kaltevan maan-

pinnan maanpaineteorioiden lisäksi eri lähteistä löytyy luiskankaltevuudesta riippuvia pienennyskertoimia, joilla tasaisen maanpinnan sivuvastus kerrotaan.

### Suomalaisia lähteitä

Rautateiden pylväasperustusten suunnitteluohjeen lausuntoversiossa (26.2.2009) esitetään luiskankaltevuuden huomioon ottaminen sivuvastuksen ääriarvossa taulukoiden 4.1 ja 4.2 mukaisia luiskakertoimen  $\alpha$  arvoja käyttäen. Ohjeen mukaan luiskakerrointa voidaan myötäluiskankaltevuuden puolella soveltaa paalusta luiskankaltevuuden juureen ulottuvan passiiviliukupinnan yläpuoliselle osalle ja vastaluiskankaltevuuden puolella. (Ratahallintokeskus 2009, s. 23–24). Taulukoiden kertoimien arvot ovat suoraan Coulombin maanpaineteorian mukaisia kaltevan maanpinnan ja tasaisen maanpinnan maanpainekertoimien suhteita.

*Taulukko 4.1. Luiskakerroin myötäluiskassa (Ratahallintokeskus 2009, s. 24).*

$\phi$ \ 1:n	1:1,5	1:2	1:3	1:5	1:10	1:∞
30°	-	0,37	0,55	0,70	0,84	1,00
32°	-	0,38	0,54	0,70	0,84	1,00
34°	0,22	0,38	0,54	0,69	0,83	1,00
36°	0,25	0,38	0,53	0,68	0,82	1,00
38°	0,25	0,37	0,52	0,67	0,82	1,00
40°	0,25	0,36	0,51	0,66	0,81	1,00

*Taulukko 4.2. Luiskakerroin vastaluiskassa (Ratahallintokeskus 2009, s. 24).*

$\phi$ \ 1:n	1:1,5	1:2	1:3	1:5	1:10	1:∞
30°	3,53	2,49	1,81	1,42	1,19	1,00
32°	3,90	2,65	1,87	1,44	1,20	1,00
34°	4,34	2,83	1,94	1,47	1,21	1,00
36°	4,91	3,04	2,02	1,50	1,22	1,00
38°	5,64	3,30	2,11	1,54	1,23	1,00
40°	6,61	3,61	2,21	1,57	1,25	1,00

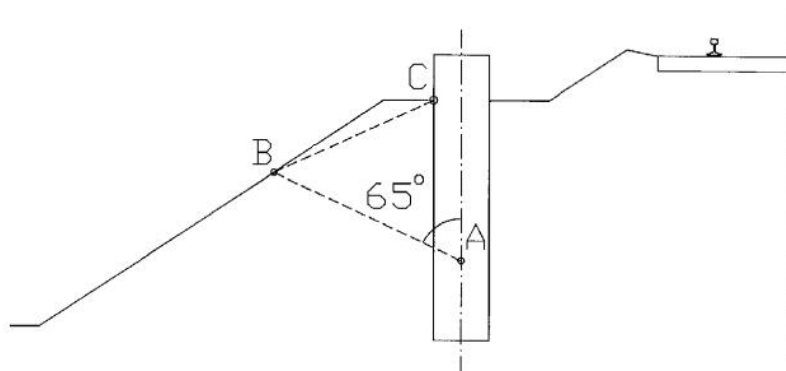
Öljymäki on diplomityössään tutkinut luiskankaltevuuden vaikutusta porapaaluperustuksen siirtymisiin ja kiertymisiin (Öljymäki, 1997). Öljymäki on laskenut elementtimenetelmällä paalun yläpään siirtymiä ja kiertymiä eri luiskankaltevuuksilla. Kulman on Öljymäen elementtilaskelmien perusteella määrittänyt pienennyskertoimet luiskassa olevaan perustukseen vaikuttavaan sivupaineeseen. Luiskassa olevaan perustukseen vaikuttavan sivupaineen suuruus saadaan kertomalla tasamaalla olevaan perustukseen vaikuttava sivupaine luiskakertoimella  $\alpha$  (taulukko 4.3). Luiskakerrointa voidaan myötäluiskankaltevuuden puolella soveltaa paalusta luiskankaltevuuden juureen ulottuvan passiiviliukupinnan yläpuoliselle osalle ja vastaluiskankaltevuuden puolella paalusta luiskankaltevuuden harjaan ulottuvan passiiviliukupinnan yläpuoliselle osalle. (Kulman 2001a, s. 83–84). Samoja luiskakertoimen arvoja ohjeistaa käyttämään myös Ratahallintokeskuksen suunnitteluohje *Rautateiden meluesteet* (Ratahallintokeskus 2004, s. 41).

Taulukko 4.3. Luiskassa olevan paaluperustuksen sivupaineen määrittämisessä käytettävä luiskakerroin (Kulman 2001a, s. 84).

Luiskan kaltevuus $\beta$	Luiskakerroin $\alpha$
1:4	0,67
1:3	0,56
1:2	0,42
1:1,5	0,33

Mikäli luiska ei ala heti paaluperustuksen etureunasta, voidaan laskennassa käytettävä luiskan kaltevuus määrittää kuvan 4.8 mukaisesti (Kulman 2001a, s. 85):

- perustuksen kiertokeskiöstä (piste A) piirretään  $65^\circ$  kaltevuudella oleva suora luiskan pinnalle (piste B)
- pisteestä B piirretään suora maanpinnan ja perustuksen etureunan leikkauspisteeseen (piste C)
- laskennassa käytettävä luiskan kaltevuus  $\beta$  on sama kuin suoran B-C kaltevuus.



Kuva 4.8. Luiskan kaltevuuden määrittäminen, kun luiska ei ala heti perustuksen reunasta (Kulman 2001a, s. 85).

### Ulkomaisia lähteitä

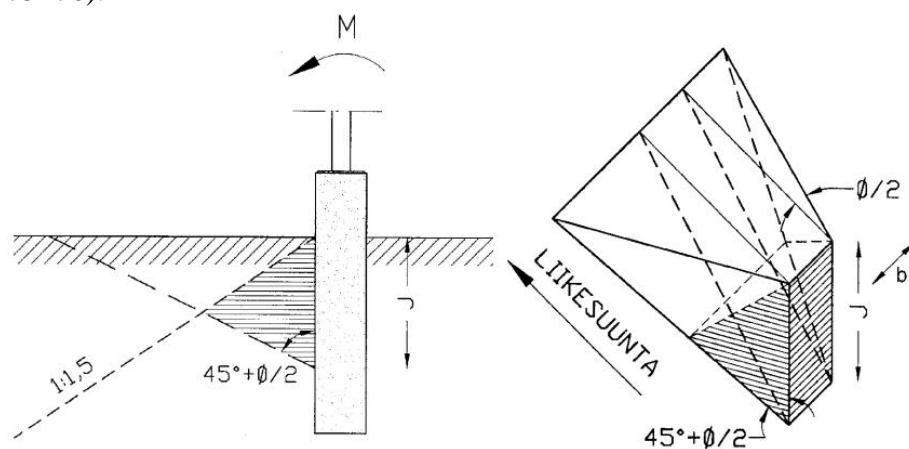
Fröclichin (1936) mukaan luiskan kaltevuuden  $\beta$  vaikutus paalun sivupaineeseen eri kitkakulman arvoilla voidaan ottaa huomioon kertomalla tasaisen maan sivupaine luiskakertoimella  $\alpha$  (taulukko 4.4).

Taulukko 4.4. Luiskakerroin  $\alpha$  Fröclichin mukaan (Fröclich 1936; Kulman 2001a, s. 75)

$\beta =$	$0^\circ$	$2,5^\circ$	$5^\circ$	$7,5^\circ$	$10^\circ$	$12,5^\circ$	$15^\circ$	$17,5^\circ$	$20^\circ$	$22,5^\circ$	$25^\circ$	$27,5^\circ$	$30^\circ$
$\phi=25^\circ$	1,0	0,92	0,86	0,8	0,75	0,69	0,63	0,57	0,52	0,45	0,39	0,33	0,27
$\phi=30^\circ$	1,0	0,92	0,85	0,79	0,73	0,67	0,62	0,56	0,51	0,46	0,41	0,35	0,31
$\phi=35^\circ$	1,0	0,92	0,84	0,78	0,71	0,66	0,6	0,55	0,5	0,45	0,41	0,36	0,31
$\phi=40^\circ$	1,0	0,91	0,83	0,76	0,69	0,63	0,56	0,52	0,48	0,43	0,39	0,35	0,31
$\phi=45^\circ$	1,0	0,9	0,81	0,73	0,67	0,6	0,55	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,29

Reese (1972) esittää teoriassaan perustuksen edessä olevan maakartion leikkaantuvan kiilamaisesti kuvan 4.9 mukaisesti. Kuvan tummennettu osa on oletetun leikkaantuvan maakartion tilavuus, kun luiskankaltevuus on 1:1,5. Maakartion tilavuus paaluperustuksella on noin 1/3 tasaisella maalla olevan perustuksen edessä olevan maakartion tilavuus.

desta. Jos maakartion tilavuuden oletetaan olevan suoraan verrannollinen kehittyvään sivupaineeseen, on 1:1,5 luiskassa olevan perustuksen sivuvastuksen ääriarvo noin 0,33-kertainen tasamaalla olevan perustuksen sivuvastuksen ääriarvosta. (Kulman 2001a, s. 75–76).



Kuva 4.9. Luiskan vaikutus Reesen teorian mukaiseen leikkauskartioon (Kulman 2001a, s. 76).

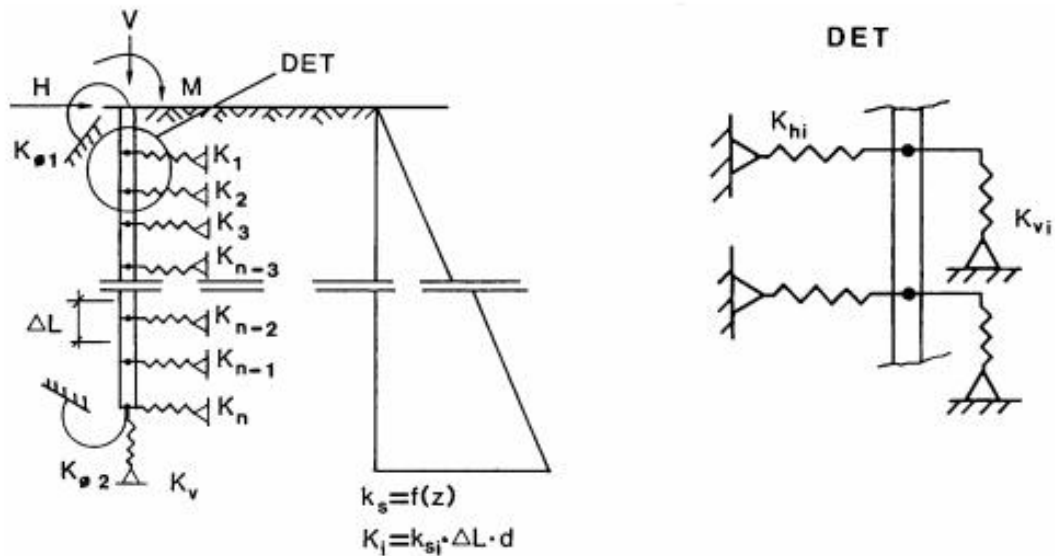
Taulukon 4.3 ja ulkomaisten lähteiden mukaan olisi sivuvastuksen ääriarvo 1:1,5 ratapengerluiskassa noin 0,3...0,33-kertainen tasaisen maan sivuvastuksen ääriarvoon verrattuna. Näin ollen taulukon 4.1 mukainen kaltevan ja tasaisen maanpinnan passiivipainekertoimien suhteella pienentäminen yliarvioisi luiskan pienentävää vaikutusta sivuvastuksen ääriarvoon ratapengerluiskassa olevalla paaluperustuksella.

### 4.3 Paalun vaakasuuntaiset alustaluvut

#### 4.3.1 Alustalukumenetelmä

Alustalukumenetelmä on ollut suosittu menetelmä sivukuormitettujen paalujen sivusiirtymien laskennassa. Alustalukumenetelmässä sivupaineen ja sivusiirtymien välistä vuorosuhdetta kuvataan alustalukujen avulla. Paalua ympäröivä maa korvataan yksittäisten kimmoisien jousien muodostamalla jousisarjalla, missä jousien jäykkyyksiä kuvataan alustaluvuilla. Yksittäistä jouta kuvaava alustaluku riippuu maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lisäksi perustuksen jäykkyydestä, muodosta sekä tarkasteltavan pisteen syvyydestä. Pienillä siirtymillä alustaluku  $k_s$  on yleensä suoraan verrannollinen maan kimmomoduuliin (Suutarinen & Slunga 1981, s. 22, Kulman 2001a, s. 77).

Kuvassa 4.10 on esitetty paalun ja maan välistä vuorovaikutusta kuvaava jousimalli ja alustaluvun kehittyminen syvyyden funktiona karkearakeisessa maassa. Paalun pään ja kärjen reunaehdot mallinnetaan myös jousien avulla vastaamaan mahdollisimman hyvin ylärakenteen toimintaa ja paalun kärjen olosuhteita (Tiehallinto 1999, s. 43).



Kuva 4.10. Paalun ja maan välistä vuorovaikutusta kuvaava jousimalli (Tiehallinto 1999, s. 44).

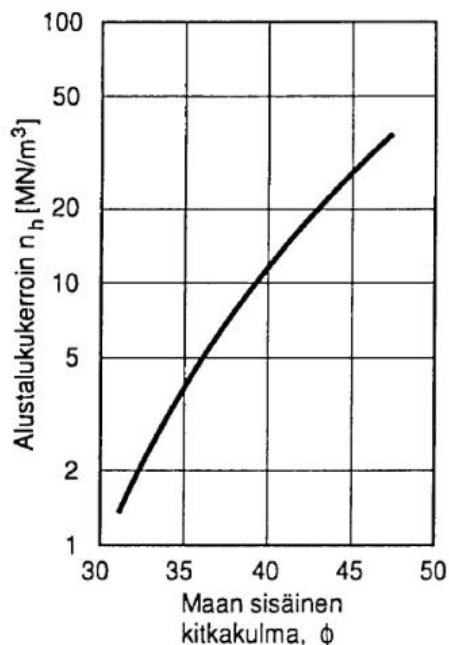
### 4.3.2 Alustalukujen määrittäminen

#### Karkearakeinen maa

Kitkamaan vaakasuoran alustaluvun oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyteen  $10d$  asti, jonka jälkeen sen oletetaan pysyvän vakiona. Staattisessa kuormituksessa kitkamaan alustaluku määritetään yhtälöllä 4.20 (RIL 254-2011, s. 95).

$$k_s = n_h \cdot \frac{z}{d} \quad (4.20)$$

Yksinkertaisissa tapauksissa alustalukukerroin  $n_h$  voidaan määrittää maan leikkauskestävyyskulman perusteella kuvasta 4.11. Pohjavedenpinnan alapuolella alustalukukerroin on 60 % kuvan arvosta (RIL 254-2011, s. 96).



Kuva 4.11. Karkearakeisen maan alustalukukertoimen arviointi maan leikkauskestävyyskulman perusteella (RIL 254-2011, s. 96).



Vaativissa (GL2) ja erittäin vaativissa (GL3) pohjarakennuskohteissa alustalukukerroin  $n_h$  suositellaan määritettäväksi maan kokoonpuristuvuusmoduulin  $M_s$  tai avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla yhtälöllä 4.21 (RIL 254-2011, s. 96; Liikennevirasto 2012a, s. 32).

$$n_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{M_s}{z} = \alpha \cdot \frac{E_d}{z} \quad (4.21)$$

Vaativille ja erittäin vaativille pohjarakenteille alustaluvun yhtälö on siten seuraavanlainen:

$$k_s = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{M_s}{d} = \alpha \cdot \frac{E_d}{d} \quad (4.22)$$

Yhtälöiden 4.21 ja 4.22 kertoimen  $\alpha$  arvo vaihtelee suunnitteluohjeesta riippuen. Liikenneviraston (2012) ohjeessa *Sillan geotekninen suunnittelu* kertoimena käytetään  $\alpha = 0,74$ . RIL:n julkaisussa *Paalutusohje 2011* on kerroin  $\alpha$  jätetty kokonaan pois, mikä vastaa arvoa  $\alpha = 1,0$ . Kerroin  $\beta$  voidaan määrittää yhtälön 4.23 avulla. Hiekalle yhtälö antaa arvot  $\beta = 0,83 \dots 0,95$  Poissonin luvun vaihdellessa vastaavasti välillä  $0,25 \dots 0,15$  (Liikennevirasto 2012a, s. 32).

$$\beta = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (4.23)$$

Avoimen tilan muodonmuutosmoduuli ja avoimen tilan kimmomoduuli riippuvat sekä jännitys- että muodonmuutostasosta, joten ne on määritettävä oikealla jännitys-muodonmuutosalueella. Kimmomoduuli voidaan määrittää ödometri- tai kolmiaksiialikokeilla. Kokoonpuristuvuusmoduuli  $M_s$  voidaan määrittää ödometrikokeella tai yhtälöllä 4.24 maan moduuliluvun  $m$  ja jännitysekspONENTIN  $\beta$  avulla. (RIL 254-2011, s. 96–97). Karkearakeisilla maalajeilla moduuliluku ja jännitysekspONENTTI voidaan karkeasti arvioida kairausvastuksen ja maalajin perusteella liitteessä 1 esitetyistä taulukoista (Liikennevirasto 2012b, liite 1).

$$M_s = 100 \cdot m \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^{1-\beta} \quad (4.24)$$

### **Hienorakeinen maa**

Hienorakeisissa maassa alustaluku voidaan määrittää maan suljetun leikkauslujuuden perusteella. Pitkäaikaisessa kuormituksessa alustaluvun vaihteluväli voidaan otaksua yhtälöllä 4.25 ja lyhytaikaisessa kuormituksessa vaihteluväli voidaan otaksua yhtälön 4.26 mukaiseksi (Liikennevirasto 2012a, s. 32–33; RIL 254-2011, s. 97).

$$k_s = 20 \dots 50 \cdot \frac{c_u}{d} \quad (4.25)$$

$$k_s = 50 \dots 150 \cdot \frac{c_u}{d} \quad (4.26)$$

Erittäin vaativissa pohjarakennuskohteissa alustaluku suositellaan määritettäväksi hienorakeisessa maassa ja pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa ödometrikokeella määritetyn kokoonpuristuvuusmoduulin  $M_s$  kautta yhtälöllä 4.27. Yhtälön kerroin  $\beta$  määritetään yhtälöllä 4.23. Savelle yhtälö 4.23 antaa arvot  $\beta = 0,46 \dots 0,74$  Poissonin luvun vaihdellessa vastaavasti välillä  $0,4 \dots 0,3$ . Siltile yhtälö antaa arvot  $\beta = 0,62 \dots 0,83$  Poissonin

luvun vaihdellessa vastaavasti välillä 0,35...0,25. (Liikennevirasto 2012a, s. 32–33; RIL 254-2011, s. 97).

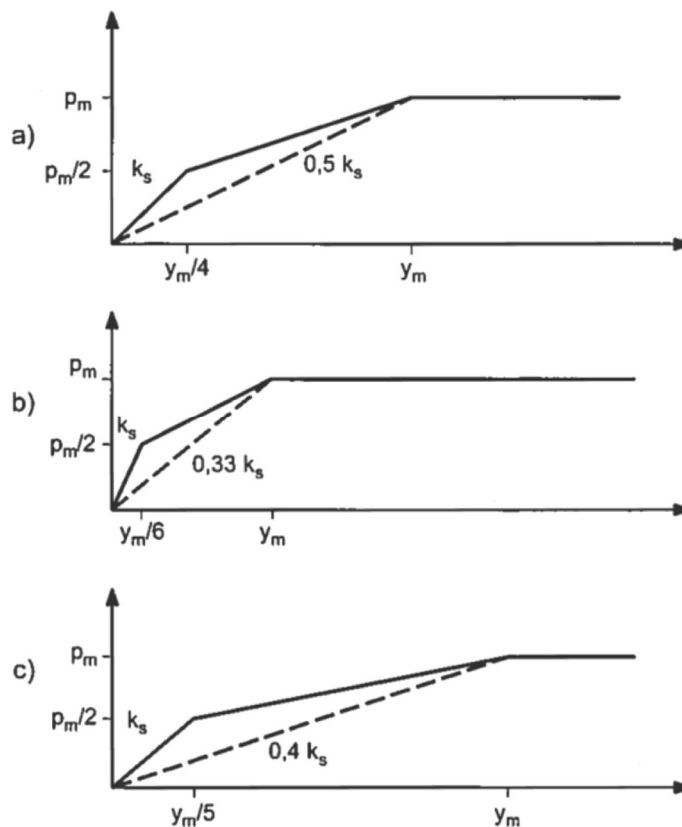
$$k_s = \beta \cdot \frac{M_s}{d} \quad (4.27)$$

Vastaavasti lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa hienorakeisen maan alustaluku suositellaan määritettäväksi kolmiaksisiaalikoella määritetyn suljetun tilan kimmomoduulin  $E_u$  avulla yhtälöllä 4.28 (Liikennevirasto 2012a, s. 33; RIL 254-2011, s. 97).

$$k_s = \frac{E_u}{d} \quad (4.28)$$

### 4.3.3 Alustaluvun ja paalun siirtymän yhteys

Alustaluvun arvo on vakio vain pienillä siirtymän arvoilla. Siirtymän kasvaessa alustaluvun arvo muuttuu. Alustaluvun likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys on esitetty kuvassa 4.12. Kuvassa on esitetty murtoa vastaava sivusiirtymä  $y_m$  ja sivupaineen ääriarvo  $p_m$  sekä rajasiirtymät  $y_m/4$  karkearakeisille maille (kuva 4.12a),  $y_m/5$  hienorakeiselle maalle lyhytaikaisessa kuormituksessa (kuva 4.12b) ja  $y_m/6$  hienorakeiselle maalle pitkäaikaisessa kuormituksessa (kuva 4.12c). Muodonmuutosten oletetaan olevan lineaarisesti kimmoisia rajasiirtymään asti. Siirtymän ylittäessä rajasiirtymän, alustaluvun arvo pienenee oleellisesti. Siirtymän ollessa suurempi kuin  $y_m$ , on jousi plastinen eli jousivoima pysyy vakiona siirtymästä riippumatta. Kuvassa oleva katkoviiva määrittää pisteen  $(p_m, y_m)$ , eikä se kuvaa maan todellista käyttäytymistä (Kulman 2001a, s. 78; Liikennevirasto 2012a, s. 32–33).



Kuva 4.12. Paalun sivupaine-siirtymäyhteys (RIL 254-2011, s. 95).

- a) karkearakeisessa maassa
- b) lyhytaikainen kuormitus hienorakeisessa maassa
- c) pitkäaikainen kuormitus hienorakeisessa maassa.

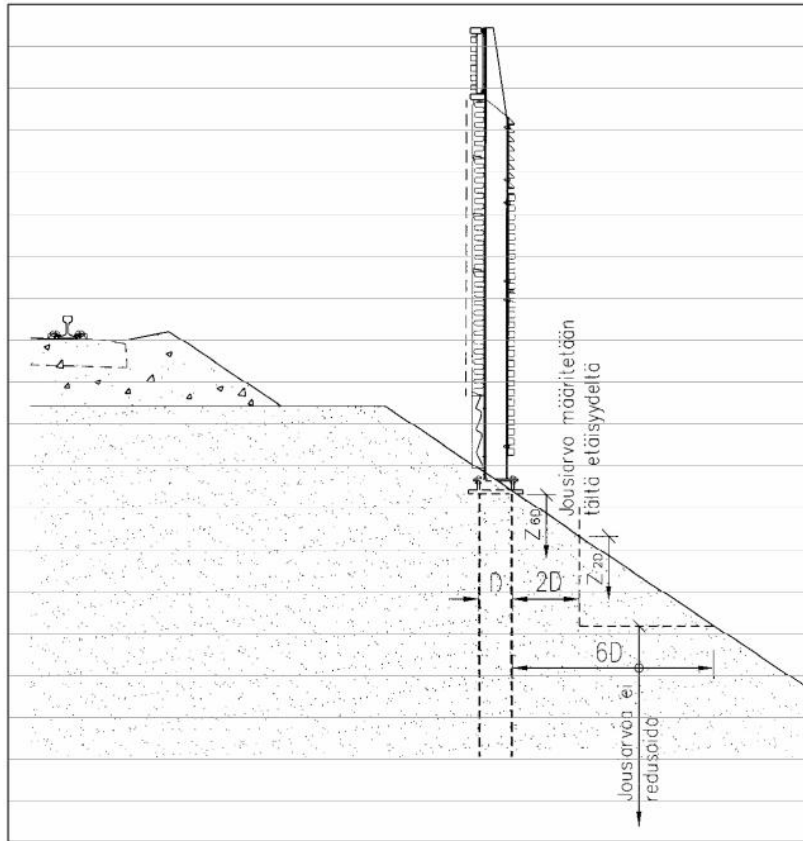
Mikäli laskentaohjelmassa on mahdollista käyttää vain lineaari-kimmoista jouta, aloitetaan laskenta käyttämällä alustalukua  $k_s$  vastaavaa jouta. Mikäli jousen siirtymä on rajasiirtymää ( $y_m/4$ ,  $y_m/5$  tai  $y_m/6$ ) suurempi, pitää jouta laskettaessa käytettyä alustalukua pienentää ja tehdä uusi laskenta. Näin menetellään kunnes kaikkien jousien voimat ovat kuvan 4.12 yhtenäisellä viivalla (Liikennevirasto 2012a, s. 31–33).

Samaan tulokseen päästään myös toisella menettelyllä. Jos karkearakeisella maalla  $p > p_m/2$  tai  $y > y_m/4$  ensimmäisen laskentakierroksen jälkeen, asetetaan jousen kohdalle paaluun kohdistuvaa sivupainetta  $p_m/3$  vastaava vaakavoima ja määritetään jousi uudelleen alustalukua  $k_s/3$  käyttäen ja suoritetaan uusi laskenta. Jos tämän jälkeen jousen siirtymä on suurempi kuin  $y_m$ , jousi poistetaan kokonaan ja asetetaan sen kohdalle vaikuttamaan sivupainetta  $p_m$  vastaava voima. Näin edetään, kunnes jokaisen jousen voima vastaava paaluun kohdistuva paine ja siirtymä ovat kuvan 4.12 mukaisella yhtenäisellä viivalla (Liikennevirasto 2012a, s. 31–32).

Hienorakeisella maalla vastaavasti jos  $p > p_m/2$  tai  $y > y_m/6$  lyhytaikaisessa ja  $y > y_m/5$  pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa, asetetaan jousen kohdalle lyhytaikaisessa kuormituksessa paaluun kohdistuvaa sivupainetta  $0,4 \cdot p_m$  tai pitkäaikaisessa kuormituksessa sivupainetta  $0,375 \cdot p_m$  vastaava vaakavoima. Jousivakio määritetään uudelleen käyttäen alustalukua  $k_s/5$  lyhytaikaiselle kuormitukselle ja  $k_s/4$  pitkäaikaiselle kuormitukselle. Tämän jälkeen laskenta suoritetaan uudelleen. Jos laskennan jälkeen jousen siirtymä on suurempi kuin  $y_m$ , jousi poistetaan kokonaan ja asetetaan sen kohdalle vaikuttamaan sivupainetta  $p_m$  vastaava voima. Näin edetään, kunnes jokaisen jousen voima vastaava paaluun kohdistuva paine ja siirtymä ovat kuvan 4.12 mukaisella yhtenäisellä viivalla. Mikäli laskentaohjelma sallii kimmoisen alueen epälineaarisen mallinnuksen, tarvitaan vain yksi laskenta. (Liikennevirasto 2012a, s. 32–33).

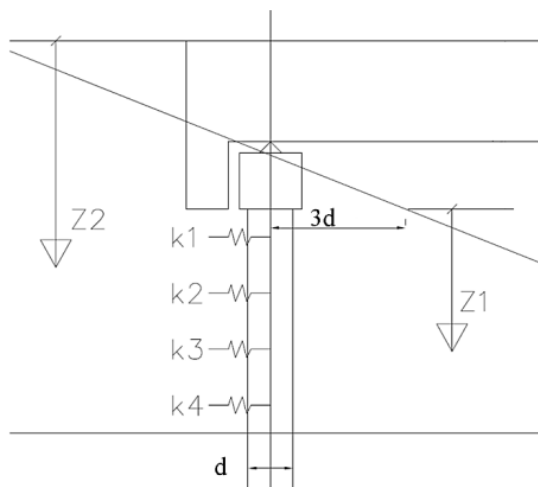
#### 4.3.4 Luiskan vaikutus alustalukumenetelmässä

Ratahallintokeskuksen suunnitteluohjeessa *Rautateiden meluesteet* luiskan vaikutus alustalukuihin otetaan huomioon käyttämällä maajousille alhaisempaa jännitystasoa. Maajousia redusoidaan käyttämällä syvyyden  $z$  alkamiskohtana tasoa paalun pinnasta kaksinkertaisen halkaisijan etäisyydellä olevaa arvoa. Redusointia jatketaan, kunnes paalun ulkoreunan ja luiskan etupinnan välinen vaakasuora etäisyys on kuusi kertaa paalun halkaisijan suuruinen. Tätä syvemmällä ei jousia enää redusoida. Redusointimenetelmä on esitetty kuvassa 4.13 (Ratahallintokeskus 2004, s. 42–43).



Kuva 4.13. Luiskan kaltevuuden huomioon ottaminen alustalukujen määrittämisessä Rautateiden melusteiden suunnitteluohjeen mukaisesti (Ratahallintokeskus 2004, s. 43).

Sillan geoteknisen suunnitteluohjeen mukaan paalun sijaitessa luiskassa karkearakeisessa maassa voidaan luiskaan päin suuntautuvaa liikettä kuvaavien alustalukujen määrittämisessä käyttää syvyyskoordinaatin  $z$  alkamiskohtana tasoa, jossa paalun keskilinjän ja luiskan etupinnan välinen vaakasuora etäisyys on kolme kertaa paalun halkaisijan suuruinen (kuva 4.14). Hienorakeisessa maassa luiskan vaikutus alustalukuun voidaan tutkia elementtimenetelmällä. (Liikennevirasto 2012a, s. 34).



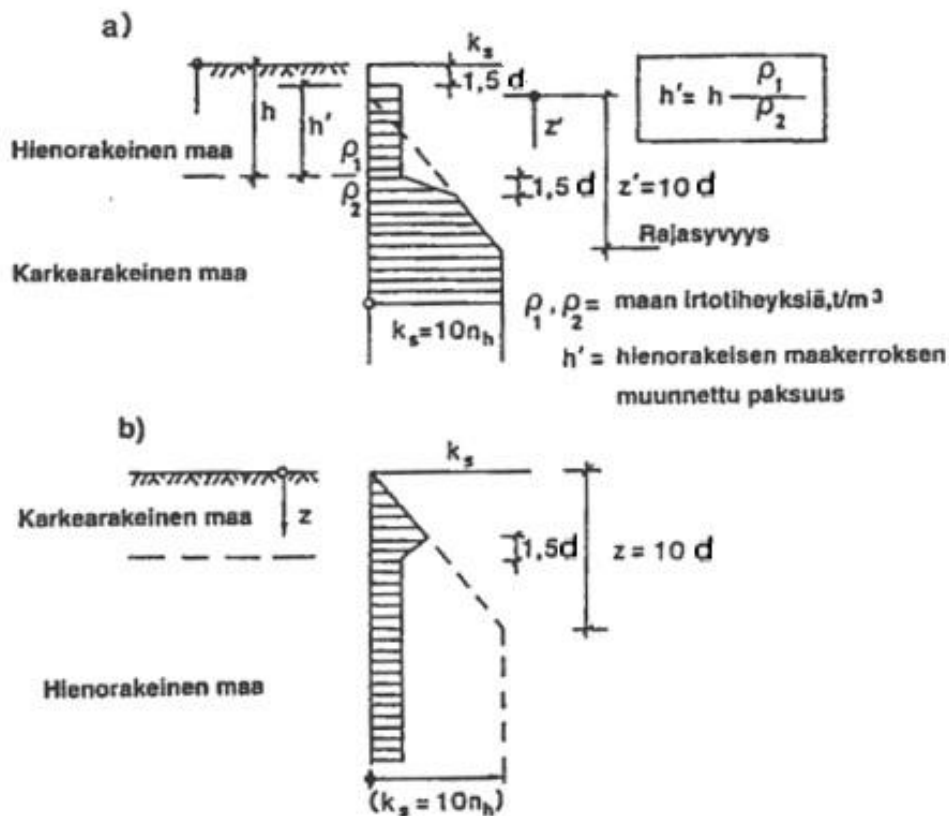
Kuva 4.14. Luiskan kaltevuuden huomioon ottaminen alustalukujen määrittämisessä Sillan geoteknisen suunnitteluohjeen mukaisesti (Rasi-Koskinen 2014, s. 54).

Alustalukujen alkamissyvyyden redusoinnin lisäksi luiskan vaikutus voidaan ottaa huomioon myös sivuvastuksen ääriarvon avulla. Luiskassa olevan paalun sivuvastuksen ääriarvo on pienempi tasaisella maalla olevaan paaluun verrattuna. Luvussa 4.2.2 on esitetty eri lähteiden mukaisia teorioita luiskan vaikutuksesta sivuvastukseen.

#### 4.3.5 Alustaluvut kerroksellisessa maassa

Vaakasuuntainen alustaluku kerroksellisessa maassa määritetään kuvan 4.15 mukaisesti. Hienorakeisen maan ollessa pintakerroksena alustaluku oletetaan nolaksi syvyyteen  $1,5d$  maanpinnasta. Hieno- ja karkearakeisen maan rajapinnasta alkaen alustaluvut muuttuvat hienorakeisen maan alustaluvusta karkearakeisen maan alustaluvuksi lineaarisesti  $1,5d$  syvyyden matkalla. Karkearakeisen maan puolella alustaluku kasvaa lineaarisesti  $10d$  matkalla  $1,5d$  syvyydestä yhtälön 4.20 mukaisesti ja pysyy rajasyvyyden jälkeen vakiona.

Karkearakeisen maan ollessa pintakerroksena alustaluvut lasketaan yhtälön 4.20 mukaisesti karkearakeisen maan puolella  $1,5d$  etäisyydelle maakerrosten rajapinnasta, jonka jälkeen alustaluku muuttuu lineaarisesti alapuolisen hienorakeisen maan alustaluvuksi  $1,5d$  matkalla.



Kuva 4.15. Maan vaakasuora alustaluku kerroksellisessa maassa (RIL 212-2001, s.71)

a) hienorakeinen maa pintakerroksena

b) karkearakeinen maa pintakerroksena.

## 5 Koekuormituskohteet

### 5.1 Yleistä

Tutkimuksen lähtöaineistona on käytetty kahdella eri rataosuudella tehtyjä koekuormituksia, joista on julkaistu erillinen koekuormitusraportti. Rataosuuksilla Tuomioja-Raahe ja Sääksjärvi-Perkkiö on koekuormitukset tehty osana rautateiden maanvaraisiin pylväsperustuksiin liittyvää tutkimusta (Kulman 2001a). Koekuormitukset on aloitettu syksyllä 1999. Osuuksien Tuomioja-Raahe ja Sääksjärvi-Perkkiö koekuormitukset on koottu yhteen koekuormitusraporttiin *Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset. Koekuormitusraportti* (Kulman 2001b).

### 5.2 Koekuormitukset rataosuudella Tuomioja-Raahe

Rataosuudella Tuomioja-Raahe on koekuormitettu yhteensä yhdeksän I-pylvään anturallista perustusta rataa päin ja radasta poispäin. Perustusten anturaosat ovat olleet neljän muotoisia ja niitä on ollut neljää eri kokoa. Koekuormitusraporttiin on dokumentoitu perustuksen sijainti penkereessä, penkereen muoto ja korkeus sekä jokaisen perustuksen kohdalle pohjatutkimuksena tehty painokairaus. Koekuormitettujen perustusten sijainti ratapoikkileikkauksessa sekä tehdyt pohjatutkimukset on esitetty perustuksittain erillisessä koekuormitusraportissa (Kulman 2001b).

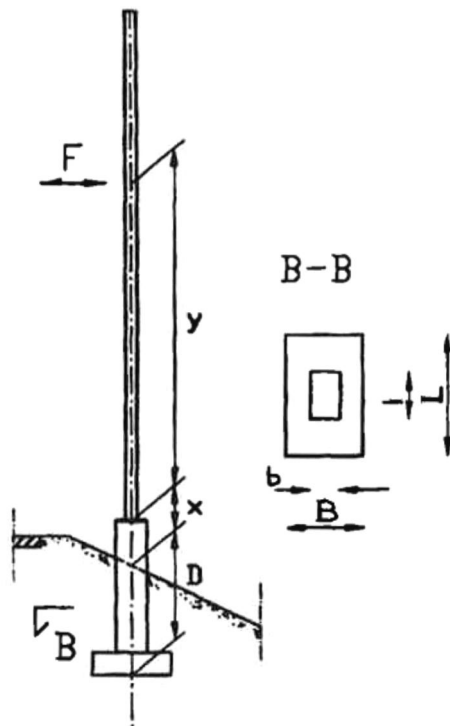
Ratapenkereen korkeus on ollut koekuormitettavien perustusten kohdalla noin 1,5 m. Perustusten suunniteltu perustussyvyys on ollut 1,8 m, joten perustusten pohja on tukeutunut suoraan perusmaahan. Perustamistason alapuolinen ja yläpuolinen täyttö on tiivistetty painelemalla sitä kaivinkoneen kauhallä ja lopuksi rakennettu täyttö on tiivistetty pinnalta kaivinkoneen puomiin kiinnitetyllä tiivistyslevyllä. Paikalla tehtyjen silmämääräisten havaintojen mukaan täytön tiivistys on onnistunut hyvin. Samoin pohjatutkimusten perusteella on todettu täytön olleen tiivistä. (Kulman 2001b, s. 23).

Koekuormitukset on tehty kaivinkoneen puomiin kiinnitetyllä erillisellä hydraulisylinterillä. Kuormituspisteen sijainti on ollut noin ajolangan kohdalla, jolloin vaakakuorman ja momentin suhde on vastannut todellista tilannetta. Perustuksen liikettä on seurattu neljän mitta-anturin avulla, joilla on havainnoitu perustuksen vaakaliike ja vaakakiertymä sekä pystyliike ja pystykiertymä.

Radasta poispäin koekuormitettujen perustusten mittatiedot sekä kuormituspisteen sijainti on esitetty taulukossa 5.1. Taulukon 5.1 termien selityksen on esitetty kuvassa 5.1.

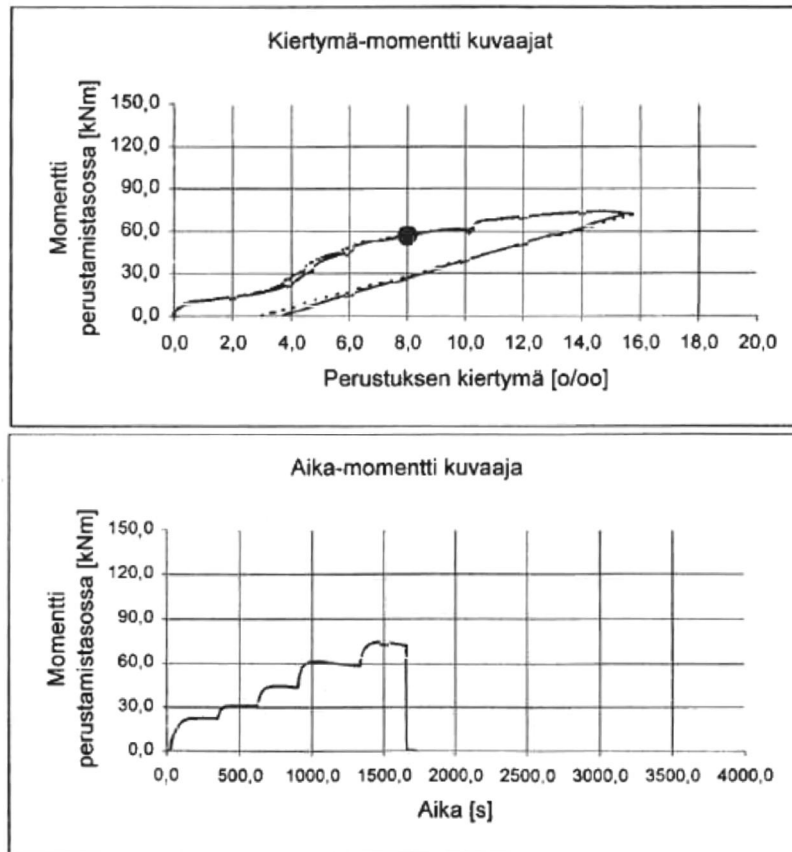
*Taulukko 5.1. Koekuormitettujen anturallisten perustusten mittatiedot ja kuormituspuheen sijainti rataosuudella Tuomioja-Raahe (Kulman 2001b, s. 14).*

Perustus	B	L	b	l	h	D	x	y	D+x+y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
700/9	1,4	1,4	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,80	7,00
700/10	1,4	1,4	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,35	6,55
700/11	1,4	1,4	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,35	6,55
703/15	1,2	1,2	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,35	6,55
704/1	1,2	1,2	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,35	6,55
704/2	1,2	1,2	0,45	0,55	2,20	1,80	0,40	4,35	6,55
705/15	1,6	1,6	0,45	0,55	1,80	1,43	0,37	4,35	6,15
706/1	1,6	1,6	0,45	0,55	2,20	1,90	0,30	4,35	6,55
706/2	1,8	1,8	0,45	0,55	2,20	1,75	0,45	4,35	6,55



*Kuva 5.1. Perustuksen mittataulukon merkintöjen selitykset (Kulman 2001b, s. 14).*

Koekuormitustulokset on esitetty erilaisten kuvaajien avulla. Kiertymä-momentti-kuvaajassa on esitelty perustustasossa vaikuttava momentti ja siitä aiheutuva kiertymä. Momentti on laskettu kertomalla kuormituksessa vaikuttava vaakavoima sen etäisyydellä perustustasosta. Toinen esitetty kuvaaja on aika-momentti -kuvaaja, jossa on esitetty perustamistasossa vaikuttava momentti koekuormituksessa käytetyn ajan funktiona. Kiertymä-momentti -kuvaajan perusteella on määritetty perustustasossa vaikuttava perustuksen myötö- ja murtomomentti. Kuvassa 5.2 on esitetty esimerkki koekuormitusraportin momenttikuvaajista.



Kuva 5.2. Radasta poispäin kuormitetun perustuksen 703/15 momenttikuvaajat (Kulman 2001b, liite 6, s. 4).

Rataosuudella Tuomioja-Raahen perustusten koekuormitus tehti ensin rataa päin ja vasta sen jälkeen radasta poispäin. Ensimmäinen koekuormitus on aiheuttanut perustuksiin pysyvää kiertymää. Tämä on muuttanut todellisen kiertymä-momentti -kuvaajan muotoa, joka on vaikeuttanut myötömomentin ja myötösiirtymän tulkintaa. Myötömomentti on näissä tapauksissa laskettu havaitun murtomomentin perusteella  $M_y = \frac{1}{2} \cdot M_u$ . Samoin myötömomenttia vastaava kiertymä on esitetty koekuormitusraportissa havaittua murtomomenttia vastaavan kiertymän perusteella,  $\beta_y = \frac{1}{2} \cdot \beta_u$ . Tätä myötökiertymän määrittäytapaa voidaan kuitenkin pitää vääränä, sillä perustus käyttäytyy huomattavasti jäykemmin kimmoisessa vaiheessa kuin myötövaiheessa. Koekuormituksissa kuormituksen kasvu alkutilanteesta myötörajalle on ollut yhtä suuri kuin myötörajalta murtorajalle. Johtuen perustuksen käyttäytymisen jäykkyyseroista kimmoisen vaiheen ja plastisoitumisvaiheen aikana, täytyy plastisoitumisvaiheen aikaisten siirtymien olla todellisuudessa suuremmat kuin kimmoisen vaiheen samansuuruisella kuormituksen muutoksella. Koekuormitusten tulokset on esitetty taulukossa 5.2. Taulukossa on käytetty kuvan 5.1 merkintöjen lisäksi seuraavia merkintöjä:

$z_r$  on kiertokeskiön etäisyys maan pinnasta

$M_y$  on perustamistasossa vaikuttava koekuormitusvoiman aiheuttama momentti myötöhetkellä

$M_u$  on perustamistasossa vaikuttava koekuormitusvoiman aiheuttama momentti myötöhetkellä

$\beta_y$  on myötömomenttia vastaava kiertymä

$\beta_u$  on murtomomenttia vastaava kiertymä



*Taulukko 5.2. Radasta poispäin kuormitettujen anturallisten perustusten koekuormitustulokset rataosuudella Tuomioja-Raahe. (Kulman 2001b, s. 27).*

Perustus	B	L	b	D	z <sub>r</sub>	z <sub>r</sub> /D	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>	β <sub>y</sub>	β <sub>u</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[‰]	[‰]
700/9	1,4	1,4	0,45	1,80	1,3	0,72	40	80	2,0	6	11
700/10	1,4	1,4	0,45	1,80	1,2	0,67	32,5	65	2,0	5	10
700/11	1,4	1,4	0,45	1,80	1,2	0,67	37,5	75	2,0	4	8
703/15	1,2	1,2	0,45	1,80	1,5	0,83	27,5	55	2,0	4	8
704/1	1,2	1,2	0,45	1,80	1,3	0,72	32,5	65	2,0	7	14
704/2	1,2	1,2	0,45	1,80	1,2	0,67	30	60	2,0	7	13
705/15	1,6	1,6	0,45	1,43	0,9	0,63	27,5	55	2,0	3	6
706/1	1,6	1,6	0,45	1,90	1,5	0,79	52,5	105	2,0	3	6
706/2	1,8	1,8	0,45	1,75	1,1	0,63	50	100	2,0	5	9
Keskiarvo						0,7			2,0	4,89	9,44
Keskihajonta						0,07			0,00	1,54	2,83

### 5.3 Koekuormitukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö on koekuormitettu radasta poispäin yhteensä kuusi P-pylvään anturallista perustusta sekä kahdeksan I-pylvään anturaton perustusta. Anturalliset perustukset on kuormitettu ensin rataa päin ja sen jälkeen radasta poispäin. Koekuormitukset on dokumentoitu samalla tavalla kuin rataosuudella Tuomioja-Raahe.

Anturallisten perustusten suunniteltu perustussyvyys on ollut 2,0 m. Perustuksilla 179/7B, 179/9B ja 179/11B on ratapenkereen korkeus ollut 0,8–1,8 m, joten perustukset eivät ole varsinaisesti sijainneet luiskassa vaan ne on perustettu pohjamaan päälle. Perustuksilla 181/30B, 181/32B ja 181/34 ratapenkereen korkeus on ollut 4,2–7,0 m. Koekuormitusraportin mukaan perustusten perustamistason alapuolinen ja yläpuolinen täyttö on tiivistetty tärylevyllä. Penger on tiivistetty rakennusaikana noin 0,5 m kerroksina päältä ajettavalla valssijyrällä. Paikalla tehtyjen silmämääraisten havaintojen mukaan perustamistason yläpuolinen täyttö luiskissa on kuitenkin ollut löyhää. Jokaisen perustuksen kohdalta on tehty painokairaus ja joidenkin perustusten kohdalta on lisäksi otettu maanäytesarja. Näiden tutkimusten perusteella koekuormitusraportissa todetaan täyttötöiden tiivistyksen epäonnistuneen tai sitä ei ole tehty lainkaan. Koekuormitettujen perustusten sijainti ratapoikkileikkauksessa sekä tehdyt pohjatutkimukset on esitetty perustuksittain erillisessä koekuormitusraportissa (Kulman 2001b).

Koekuormitukset ja kuormitusten dokumentointi on tehty samalla tavalla kuin rataosuudella Tuomioja-Raahe. Perustusten koekuormitus on perustusta 179/7B lukuun ottamatta tehty ensin rataa päin ja vasta sen jälkeen radasta poispäin. Ensimmäinen koekuormitus on aiheuttanut perustuksiin pysyvää kiertymää. Tämä on muuttanut todellisen kiertymä-momentti -kuvaajan muotoa, joka on vaikeuttanut etenkin myötömomentin tulkintaa. Myötömomentti on näissä tapauksissa laskettu havaitun murtomomentin perusteella  $M_y = \frac{1}{2} \cdot M_u$ . Samoin myötömomenttia vastaava kiertymä on esitetty havaittua murtomomenttia vastaavan kiertymän perusteella  $\beta_y = \frac{1}{2} \cdot \beta_u$ . Perustusten mittatiedot sekä kuormituspisteen sijainti on esitetty taulukossa 5.3. Koekuormitusten tulokset on esitetty taulukossa 5.4.

*Taulukko 5.3. Koekuormitettujen anturallisten perustusten mittatiedot ja kuormituspis-  
teen sijainti rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö (Kulman 2001b, s. 15).*

<b>Perustus</b>	<b>B</b>	<b>L</b>	<b>b</b>	<b>l</b>	<b>h</b>	<b>D</b>	<b>x</b>	<b>y</b>	<b>D+x+y</b>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
179/7B	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	2,10	0,70	5,95	8,75
179/9B	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	1,95	0,85	5,95	8,75
179/11B	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	1,94	0,86	5,95	8,75
181/30B	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	1,87	0,93	5,95	8,75
181/32B	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	2,05	0,75	5,95	8,75
181/34	2,2	1,4	0,85	0,55	2,80	2,12	0,68	5,95	8,75

*Taulukko 5.4. Radasta poispäin kuormitettujen anturallisten perustusten koekuormitus-  
tulokset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö (Kulman 2001b, s. 29).*

<b>Perustus</b>	<b>B</b>	<b>L</b>	<b>b</b>	<b>D</b>	<b>z<sub>r</sub></b>	<b>z<sub>r</sub>/D</b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>u</sub></b>	<b>M<sub>u</sub>/M<sub>y</sub></b>	<b>β<sub>y</sub></b>	<b>β<sub>u</sub></b>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[‰]	[‰]
179/7B	2,2	1,4	0,85	2,10	1,6	0,76	60	120	2,0	1	5
179/9B	2,2	1,4	0,85	1,95	1,1	0,56	47,5	95	2,0	6	12
179/11B	2,2	1,4	0,85	1,94	1,6	0,82	60	120	2,0	3	6
181/30B	2,2	1,4	0,85	1,87	1,2	0,64	30	60	2,0	3	5
181/32B	2,2	1,4	0,85	2,05	1,5	0,73	45	90	2,0	3	5
181/34	2,2	1,4	0,85	2,12	1,3	0,61	45	90	2,0	3	5
Keskiarvo						0,69			2,0	3,17	6,33
Keskihajonta						0,10			0,00	1,60	2,80

## 6 Vertailulaskelmat koekuormituksille

### 6.1 Anturalliset perustukset

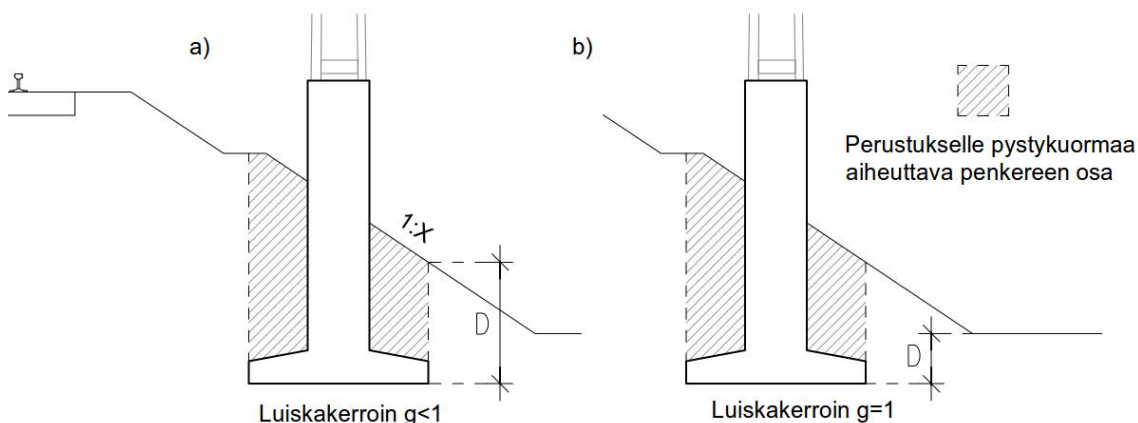
#### 6.1.1 Tehtyjen laskentojen esittely

Vertailulaskelmat tehtiin koekuormitetuille perustuksille käyttäen samoja perustuskokoja sekä ratapengerprofiileja kuin koekuormitetuilla perustuksilla. Ratapenkereen geotekniset ominaisuudet arvioitiin tehtyjen painokairausten kairausvastuksen sekä maanäytteiden perusteella. Koekuormitettujen perustusten sijainti ratapoikkileikkauksessa sekä tehdyt pohjatutkimukset on esitetty perustuksittain erillisessä koekuormitusraportissa (Kulman 2001b).

Koekuormitetuille maanvaraisille anturallisille perustuksille tehtiin Eurokoodin mukaisia analyyttisiä vertailulaskelmia luvussa 3.4 esitellyllä tavalla. Tavoitteena oli erityisesti selvittää ohjeiden luiskankaltevuudesta johtuvien kantokestävyyden pienennyskerroimien todenmukaisuutta. Analyyttiset laskelmat tehtiin käyttäen DA2\*-mitoitustapaa.

Ohjeen *Sillan geotekninen suunnittelu* (Liikennevirasto 2012a) mukaan kantokestävyyden laskennassa luiskankaltevuus ja perustamissyvyys voidaan määrittää kahdella eri tavalla (kuva 3.11) ja kantokestävyydeksi valitaan suurempi saaduista arvoista. Laskennoissa tuli kuitenkin ilmi, että kaikissa tapauksissa kuvan 3.11 laskentatapa 1 antoi suuremman kantokestävyyden arvon.

Useassa koekuormitetussa perustuksessa perustustaso oli luiskankaltevuuden alapuolella. Näissä tapauksissa laskettiin kantokestävyys luiskatapauksena niin, että luiskankaltevuus ja perustamissyvyys määritettiin kuvan 6.1a mukaisesti. Lisäksi kantokestävyys laskettiin myös tavalla, jossa perustussyvyys oli etäisyys luiskankaltevuuden alapuolelta perustustasoon (kuva 6.1b) eikä luiskankaltevuuden pienennyskerrointa käytetty. Jos perustus ei alkanut heti luiskankaltevuuden reunasta, määritettiin luiskankaltevuus kuvan 3.12 mukaisesti.



Kuva 6.1. Laskennassa käytetyt perustamissyvyyden ja luiskankaltevuuden määrittämistavat:

- perustustasosta perustuksen etureunan kohdalta kohtisuoraan ylöspäin maanpintaan
- perustustasosta luiskankaltevuuden tasoon, ei luiskaa.

Vertailulaskelmien kantokestävyys laskettiin kuormien ja maaparametrien ominaisarvoilla ilman osavarmuuksia. Luiskankaltevuuden pienennyskerroina käytettiin sekä

Liikenneviraston (2012) ohjeen *Sillan geotekninen suunnittelu* mukaista kerrointa (yhtälö 3.54) että Kulmalan (1995) diplomityössään esittämiä suosituksia luiskakertoimelle (taulukko 3.1).

Laskennassa perustusta kuormittaa vaakasuunnassa ulkoinen vaakavoima koekuormitustilanteen momenttivartta vastaavalla momenttivarrella (ks. taulukko 5.1 ja taulukko 5.3). Pylvään aiheuttamaksi pystykuormaksi oletettiin laskennassa 3 kN. Lisäksi pystykuormana perustamistasoon tuli perustuksen oma paino sekä anturan päällä koh-tisuoraan ylöspäin olevien maiden paino. Mikäli perustus sijaitsi luiskassa niin, että anturan päällä oli vähemmän maata alaluiskan puolella kuin yläluiskan puolella (kuvan 6.1 tilanne), otettiin tämä huomioon perustuksen pystykuorman ja kuorman epäkeski-syyden laskennassa.

Anturallisten perustusten vertailulaskelmia tehtiin yhteensä yhdeksälle perustukselle rataosuudella Tuomioja-Raahe ja viidelle perustukselle rataosuudella Säöksjärvi-Perkkiö. Vertailulaskelmissa käytetyt parametrit on esitetty taulukoissa 6.1 ja 6.2. Las-kentojen parametrit on määritetty kairausvastusten ja maalajien perusteella liitteen 1 taulukoista. Taulukoissa on esitetty kaksi perustamissyvyyttä, koska osassa perustuksis-ta perustamistaso on sijainnut kuvan 6.1 mukaisesti luiskan alareunan alapuolella. Täl-löin kantokestävyys on laskettu luiskatapauksena kuvan 6.1a mukaisesti ja tasaisen maan tapauksena kuvan 6.1b mukaisesti.

*Taulukko 6.1. Rataosuuden Tuomioja-Raahe analyttisissä vertailulaskelmissa käytetyt laskentaparametrit.*

Perus-tus	Anturan sivumitat [m]		Maan tilavuus-paino [kN/m <sup>3</sup> ]		Maan leikkaus-kestä-vyyskul-ma [°]		Perustus-tasmissyvyys (kuva 6.1) [m]		Luiskan kaltevuus		Luiskan vaiku-tuksen pienen-nyskerroin	
	B	L	$\gamma_{yp}$	$\gamma_{ap}$	$\phi_{yp}$	$\phi_{ap}$	$D_{(g<1)}$	$D_{(g=1)}$	1:X	$\beta$ [°]	Brinch Hansen	Kul-mala
700/9	1,4	1,4	17	9	32	30	1,8	0,5	1:1,29	37,8	0,09	0,19
700/10	1,4	1,4	17	9	32	32	1,8	0,5	1:1,29	37,8	0,09	0,19
700/11	1,4	1,4	17	9	32	34	1,8	0,3	1:1,18	40,2	0,06	0,18
703/15	1,2	1,2	17	9	32	34	1,8	-	1:1,55	32,9	0,14	0,23
704/1	1,2	1,2	17	9	32	36	1,8	-	1:1,26	38,4	0,08	0,19
704/2	1,2	1,2	17	9	33	34	1,8	-	1:1,49	33,9	0,13	0,23
705/15	1,6	1,6	17	9	30	28	1,43	0,23	1:1,27	38,2	0,08	0,19
706/1	1,6	1,6	17	9	34	28	1,9	0,3	1:1,20	39,7	0,07	0,19
706/2	1,8	1,8	17	9	30	28	1,75	0,45	1:1,21	39,5	0,07	0,19

*Taulukko 6.2. Rataosuuden Sääksjärvi-Perkkiö analyttisissä vertailulaskelmissa käytetyt laskentaparametrit.*

Perustus	Anturan sivumitat [m]		Maan tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]		Maan leikkauskestävyyskulma [°]		Perustustasmissyvyys (kuva 6.1) [m]		Luiskan kaltevuus		Luiskan vaikutuksen pienennyskerroin	
	B	L	$\gamma_{yp}$	$\gamma_{ap}$	$\phi_{yp}$	$\phi_{ap}$	$D_{(g<1)}$	$D_{(g=1)}$	1:X	$\beta$ [°]	Brinch Hansen	Kulmala
179/9B	2,2	1,4	17	9	32	33	1,62	0,12	1:2,1	25,5	0,26	0,37
179/11B	2,2	1,4	17	9	32	30	1,94	1,14	1:3	18,4	0,40	0,48
181/30B	2,2	1,4	17	17	30	30	2,05	-	1:1,56	32,7	0,14	0,23
181/32B	2,2	1,4	17	17	32	32	2,05	-	1:1,56	32,7	0,14	0,23
181/34	2,2	1,4	17	17	30	30	2,05	-	1:1,6	32,1	0,15	0,24

### Perustuksen momenttikestävyys

Koekuormitusten tulokset oli ilmoitettu myötö- ja murtomomentteina perustustasossa. Jotta analyttisiä laskentatuloksia voidaan helposti verrata koekuormitustuloksiin, esitetään analyttisten laskentojen tuloksena ulkoisen vaakakuorman aiheuttama momentti perustamistasossa.

Perustuksen momenttikestävyys laskettiin luvussa 3.4 esitetyn eurokoodin mukaisen kantavuuskaavan avulla. Ulkoinen vaakakuorma asetettiin samalle etäisyydelle perustustasosta kuin vaakakuorma oli koekuormitustilanteessa. Kantokestävyydelle ja vaakakuormitukselle haettiin tasapainotilanne ulkoisen vaakakuorman arvoa muuttamalla niin, että luvun 3.4 mukaisella kantavuuskaavalla saatu kantokestävyys oli samansuuruinen perustuksen tehokkaalle alalle tulevan pystykuormituksen kanssa. Sivukuormituksen vaikutus tuli otetuksi huomioon sen aiheuttaman kuormituksen epäkeskisyyden kautta. Sivukuormituksen aiheuttama kuormituksen epäkeskisyys pienensi anturan tehokasta pinta-alaa ja siten myös kantokestävyyttä. Liitteessä 3 on esitetty laskentaesimerkki yhden koekuormitetun perustuksen momenttikestävyiden laskennasta.

Plaxis-mallinnuksen (ks. luku 7.3) perusteella sivukuormituksen aikana ei perustukseen kohdistunut kuormittavaa maanpainetta yläluiskan puolelta, joten momenttikestävyiden laskennassa ei sitä otettu huomioon.

Kantavuuskaavalla saatua momenttikestävyyttä verrattiin koekuormitusten myötömomenttiin. Tutkimuksessa tuli myöhemmin ilmi sivukuormitetun perustuksen murtomekanismin eroaminen kantavuuskaavan olettamasta maapohjan murtumistavasta (ks. luku 7.3.4). Näin ollen kantavuuskaavalaskentojen vertaaminen sivukuormittamalla murtoon kuormitettujen perustusten murtomomenttiin ei ole perusteltua. Perustuksille ei kuitenkaan sallita pysyvien siirtymien muodostumista, joten vertaaminen myötömomenttiin on perustellumpaa. Vaikka kantavuuskaavalaskennat ovat murtorajatilatarkasteluita, voidaan suuntaa antavia päätelmiä luiskakertoimien suuruuksien oikeellisuudesta päätellä myötömomentille tehdyistä vertailulaskelmista. Jos luiskakerroin esimerkiksi yliarvioi kantokestävyiden pienentymistä myötömomenttiin verrattuna, voidaan luiskakertoimen pienennysvaikutusta pitää liian suurena.

### **Luiskakertoimien takaisinlaskenta**

Koekuormitetuille anturallisille perustuksille tehtiin luiskakertoimien takaisinlaskenta, jolloin perustuksen kuormitukseksi asetettiin koekuormitustilanteen myötömomentti ja koekuormitustilanteen ja kantokestävyyden tasapainotilanne haettiin luiskan vaikutuksen pienennyskerrointa muuttamalla. Takaisinlaskettuja luiskakertoimia verrattiin ohjeiden mukaisiin luiskan kaltevuuden pienennyskerrotimein. Luiskakertoimien takaisinlaskennassa perustusta kuormitti vaakasuunnassa pelkästään koekuormitusvoima.

Luiskakertoimien takaisinlaskenta pelkän koekuormitustilanteen myötömomentin perusteella on epävarmalla puolella. Koekuormitustilanteessa perustus kiertyy, jolloin perustapilarille tulee sivupaineesta tukevaa momenttia. Koekuormitustilanteen myötömomentti koostuu perustuksen alla olevan maapohjan tukevasta vaikutuksesta sekä sivupaineen ja kitkavoimien tukevasta vaikutuksesta. Jos sivupaineen tukevaa vaikutusta ei oteta huomioon, kuorman laskennallinen epäkeskisyys on todellista tilannetta suurempi. Suurempi epäkeskisyys tarkoittaa suurempaa pystykuorman aiheuttamaa pohjapainetta ja pienempää kantavuuskaavalla saatavaa kantokestävyyttä. Jotta perustukselle saataisiin myötömomenttia vastaava momenttitasapaino, pitää luiskakertoimen tällöin olla todellista suurempi. Eli sivupaineen ja kitkavoimien tukevaa vaikutusta ei saisi aliarvioida. Yleensä tukevaa sivupainetta ja kitkavoimia ei kuitenkaan oteta huomioon perustuksen mitoituksessa, joten takaisinlaskennan tilanne vastaa suunnitteluoletuksia.

### **Koekuormituskohteiden parametriherkkyystarkastelut**

Koekuormituskohteiden vertailulaskelmille tehtiin myös parametriherkkyystarkasteluja tarkoituksena selvittää laskentaparametrien muutoksen vaikutusta laskentatuloksiin. Alkuperäisissä laskennoissa käytetyt parametrit olivat kairausvastusten ja maalajien perusteella tehtyjä tulkintoja.

Rataosuuksien Tuomioja-Raahen ja Sääksjärvi-Perkkiön koekuormitetuille perustuksille tehtiin momenttikestävyydelle parametriherkkyystarkastelu. Parametriherkkyystarkastelussa maan leikkauskestävyysskulmaa pienennettiin 2° ja suurennettiin 5° alkuperäisissä momenttikestävyysslaskennoissa käytetyistä arvoista.

## **6.1.2 Laskentojen tulokset**

### **Perustuksen momenttikestävyys**

Kantavuuskaavalla ilman osavarmuuksia laskettu perustusten momenttikestävyys eri laskentatapauksille on esitetty taulukoissa 6.4 ja 6.5. Lasketulla momenttikestävyydellä tarkoitetaan sitä ulkoisen vaakakuorman aiheuttamaa momenttia perustustasossa, jolloin kantavuuskaavalla saatu kantokestävyys on perustukselle tulevan kuormituksen kanssa yhtä suuri. Taulukoissa esitetyt momentin vaikuttavat kaikki perustamistasossa. Taulukoissa 6.4 ja 6.5 on käytetty seuraavia merkintöjä:

- $M_{lask}$  on vertailulaskennassa saatu perustuksen momenttikestävyys
- $p_{lask}$  on momenttia  $M_{lask}$  vastaava pohjapaine anturan alla
- $e_{lask}$  on momentin  $M_{lask}$  aiheuttama epäkeskisyys
- $M_{y,koe}$  on koekuormituksen myötömomentti
- $M_{u,koe}$  on koekuormituksen murtomomentti.

Taulukko 6.3. Rataosuuden Tuomioja-Raahe vertailulaskelmien laskentatulokset.

Perustus	Luiskan vaikutus	$M_{lask}$ [kNm]	$p_{lask}$ [kPa]	$e_{lask}$ [m]	$M_{y,koe}$ [kNm]	$M_{u,koe}$ [kNm]	$\frac{M_{y,koe}}{M_{lask}}$	$\frac{M_{u,koe}}{M_{lask}}$	Huom.
700/9	Kulmala	36,5	117	0,46	40	80	1,10	2,19	
	BH	20,5	65	0,26	40	80	1,95	3,90	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	42,8	172	0,53	40	80	0,94	1,87	e > B/3
700/10	Kulmala	39,9	142	0,50	32,5	65	0,81	1,63	e > B/3
	BH	26,4	77	0,33	32,5	65	1,23	2,46	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	45,1	209	0,56	32,5	65	0,72	1,44	e > B/3
700/11	Kulmala	42,3	166	0,53	37,5	75	0,89	1,77	e > B/3
	BH	25,7	75	0,32	37,5	75	1,46	2,92	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	43,5	184	0,54	37,5	75	0,86	1,72	e > B/3
703/15	Kulmala	29,9	209	0,48	27,5	55	0,92	1,84	e > B/3
	BH	26,0	141	0,41	27,5	55	1,06	2,11	e > B/3
704/1	Kulmala	30,3	221	0,48	32,5	65	1,07	2,15	e > B/3
	BH	22,3	110	0,36	32,5	65	1,42	2,84	
704/2	Kulmala	29,7	209	0,48	30	60	1,00	2,01	e > B/3
	BH	25,1	131	0,40	30	60	1,20	2,39	
705/15	Kulmala	38,5	77	0,46	27,5	55	0,72	1,43	
	BH	15,9	43	0,19	27,5	55	1,73	3,46	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	41,4	86	0,50	27,5	55	0,66	1,33	
706/1	Kulmala	49,5	100	0,48	52,5	105	1,06	2,12	
	BH	13,1	48	0,13	52,5	105	4,01	8,02	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	51,3	106	0,49	52,5	105	1,02	2,05	
706/2	Kulmala	64,4	92	0,54	50	100	0,78	1,55	
	BH	20,0	45	0,17	50	100	2,50	5,00	
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	77,0	129	0,64	50	100	0,65	1,30	e > B/3

1) perustamistaso on sijainnut luiskan alareunan alapuolella, perustamissyvyys kuvan Kuva 6. /b mukaan.

BH = luiskan vaikutuksen huomiointi Brinch Hansenin kantokestävyysteorian mukaisesti

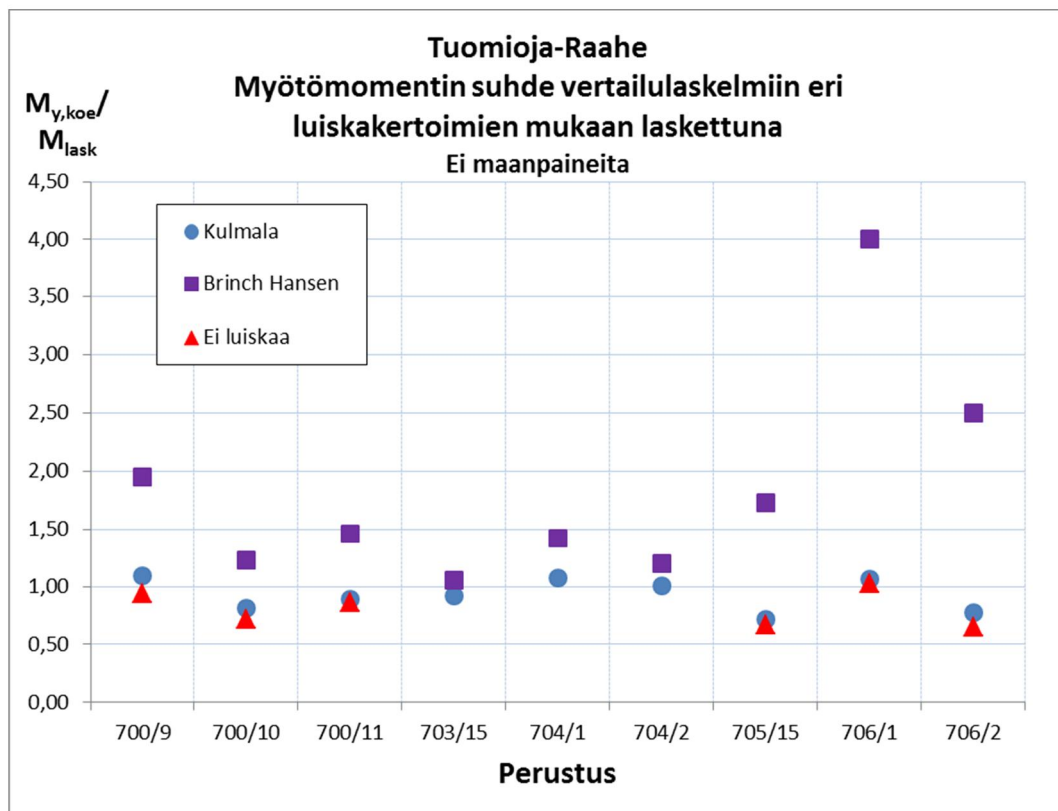
Taulukko 6.4. Rataosuuden Sääksjärvi-Perkkiö vertailulaskelmien laskentatulokset.

Perustus	Luiskan vaikutus	$M_{lask}$ [kNm]	$p_{lask}$ [kPa]	$e_{lask}$ [m]	$M_{y,koe}$ [kNm]	$M_{u,koe}$ [kNm]	$\frac{M_{y,koe}}{M_{lask}}$	$\frac{M_{u,koe}}{M_{lask}}$	Huom.
179/9B	Kulmala	79,6	256	0,58	47,5	95	0,60	1,19	e > B/3
	BH	73,7	186	0,54	47,5	95	0,64	1,29	e > B/3
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	59,7	118	0,43	47,5	95	0,80	1,59	
179/11B	Kulmala	78,8	246	0,58	60	120	0,76	1,52	e > B/3
	BH	75,9	210	0,55	60	120	0,79	1,58	e > B/3
	Ei luiskaa <sup>1)</sup>	83,4	337	0,61	60	120	0,72	1,44	e > B/3
181/30B	Kulmala	65,8	146	0,49	30	60	0,46	0,91	e > B/3
	BH	53,3	101	0,40	30	60	0,56	1,13	
181/32B	Kulmala	75,7	193	0,53	45	90	0,59	1,19	e > B/3
	BH	64,6	142	0,46	45	90	0,70	1,39	
181/34	Kulmala	72,1	162	0,50	45	90	0,62	1,25	e > B/3
	BH	60,5	117	0,42	45	90	0,74	1,49	

1) perustamistaso on sijainnut luiskan alareunan alapuolella, perustamissyvyys kuvan Kuva 6. /b mukaan.

BH = luiskan vaikutuksen huomiointi Brinch Hansenin kantokestävyysteorian mukaisesti

Lasketut koekuormitusten myötömomenttien suhteet laskennallisiin on esitetty kuvissa 6.2 ja 6.3. Mitä suurempi momenttien suhde on, sitä suurempi on vertailulaskennasta saadun momenttikestävyyden varmuus. Jos momenttien suhde on yli 1, niin laskennallinen mitoitus on varmalla puolella koekuormitustilanteen myötömomenttiin nähden. Jos momenttien suhde on alle 1, niin laskennallinen mitoitus antaa liian suuren kantokestävyyden koekuormitustilanteen myötömomenttiin nähden ja tällöin mitoitus on epävarmalla puolella.



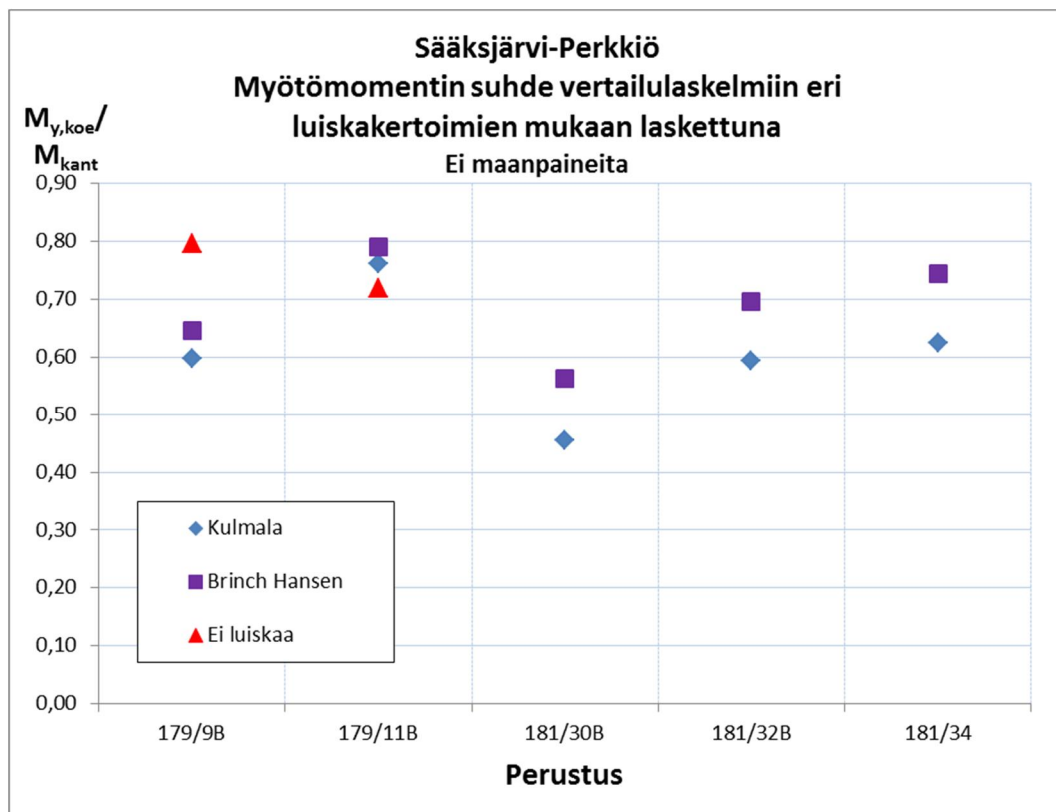
Kuva 6.2. Rataosuuden Tuomioja-Raahe perustusten koekuormitusten myötömomenttien suhde laskennallisiin momenttikestävyyksiin.

Rataosuudella Tuomioja-Raahe ovat *Sillan geoteknisen suunnitteluohjeen* (Liikennevirasto 2012a) mukaisella eli Brinch Hansenin kantokestävyysteorian mukaisella luiskakertoimella lasketut kantokestävyydet antaneet varmalla puolella olevia tuloksia koekuormitusten myötömomenttiin verrattuna (suhdeluku yli 1). Kulmalan luiskakertoimella koekuormitusten myötömomentin ja kantavuuskaavalla lasketun momenttikestävyyden suhde on ollut yhden molemmin puolin, joten Kulmalan luiskakerroin näyttää antavan todenmukaisempia tuloksia. Huomioitavaa on myös, että tapauksissa, joissa perustamistaso sijaitsi luiskan alareunan alapuolella, saatiin suuremmat kantokestävyydet laskemalla kantokestävyys tasamaan tapauksena ilman luiskan vaikutuksen pienennyskerrointa.

Eri luiskakertoimilla laskettujen tulosten ero pienenee kuormituksen epäkeskisyyden kasvaessa. Momenttikestävyyttä laskettaessa tasapainotilanne on haettu kasvattamalla sivukuormitusta pystykuormien pysyessä vakiona. Näin ollen sivukuormituksen kasvaessa myös kuormituksen epäkeskisyys kasvaa. Epäkeskisyyden kasvaessa anturan pohjan tehokas pinta-ala pienenee. Kun alkuepäkeskisyys on suuri, jo pieni epäkeskisyyden kasvu pienentää anturan tehokasta pinta-alaa merkittävästi ja kasvattaa anturan toimivalle alalle kohdistuvaa pohjapainetta. Näin ollen eri luiskakertoimilla saadut moment-



tikestävyysien erot eivät ole suoraan verrannollisia luiskakertoimien suuruuksien suhteeseen. Sama ero tulee ilmi myös taulukoiden 6.4 ja 6.5 laskennallisten kantokestävyysien suhteesta. Sivukuormituksen kasvamisen aiheuttamasta tehokkaan alan pienemisestä johtuen kantavuuskaavalla saatu kantokestävyysien suhde on huomattavasti suurempi kuin momenttikestävyysien suhde.

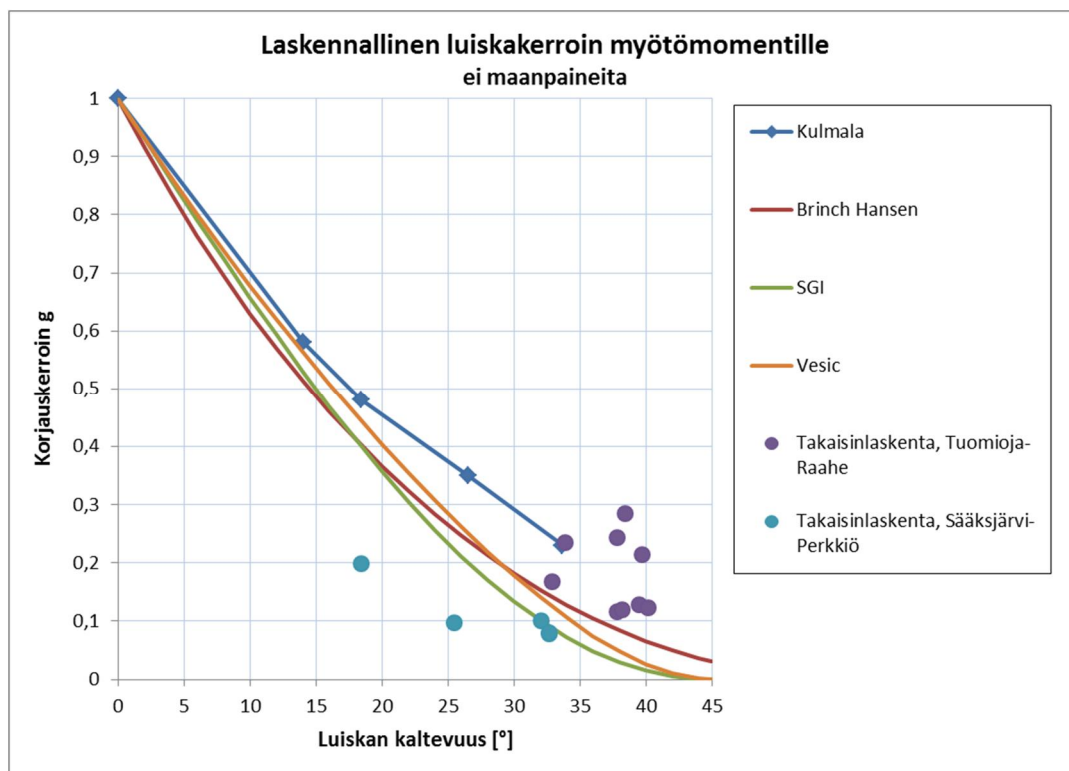


Kuva 6.3. Rataosuuden Sääksjärvi-Perkkiö perustusten koekuormitusten myötömomenttien suhde laskennallisiin momenttikestävyysiin.

Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö ovat laskennalliset momenttikestävyys olleet molemmilla luiskakertoimilla huomattavan pieniä verrattuna koekuormitusten myötömomentteihin. Koekuormitusraportissa kerrotaan perustusten ympärystytön tiivistyksen olleen huonoa ja ympärystytö on jäänyt löyhäksi (Kulman 2001b, s. 23). Näin ollen koekuormituksissa on perustuksen myötääminen sekä murtuminen tapahtunut odotettua pienemmällä kuormituksella. Laskentaan valitut parametrit eivät ole olleet oikeansuuruiset ympärystytön oletettua löyhemmästä tilasta johtuen. Tuloksista voidaan päätellä ympärystytön tiivistyksen olevan tärkeää eikä sen havainnointi onnistu pelkästään perustuksen vieressä tehdyn painokairaustuloksen perusteella.

### Luiskakertoimien takaisinlaskenta

Luiskan vaikutuksen korjauskertoimien takaisinlaskenta tehtiin koekuormitustilanteen myötömomenttia vastaavalle sivukuormitukselle. Vertailukohteeksi otettiin myötömomentti, koska perustuksille ei voida sallia pysyviä siirtymiä, joita alkaisi syntyä myötöhetken ylittämisen jälkeen. Takaisinlasketut luiskakertoimet on esitetty kuvassa 6.4. Kuvassa on vertailuna eri lähteiden mukaisia luiskan vaikutuksen korjauskertoimia luiskan kaltevuuden funktiona.



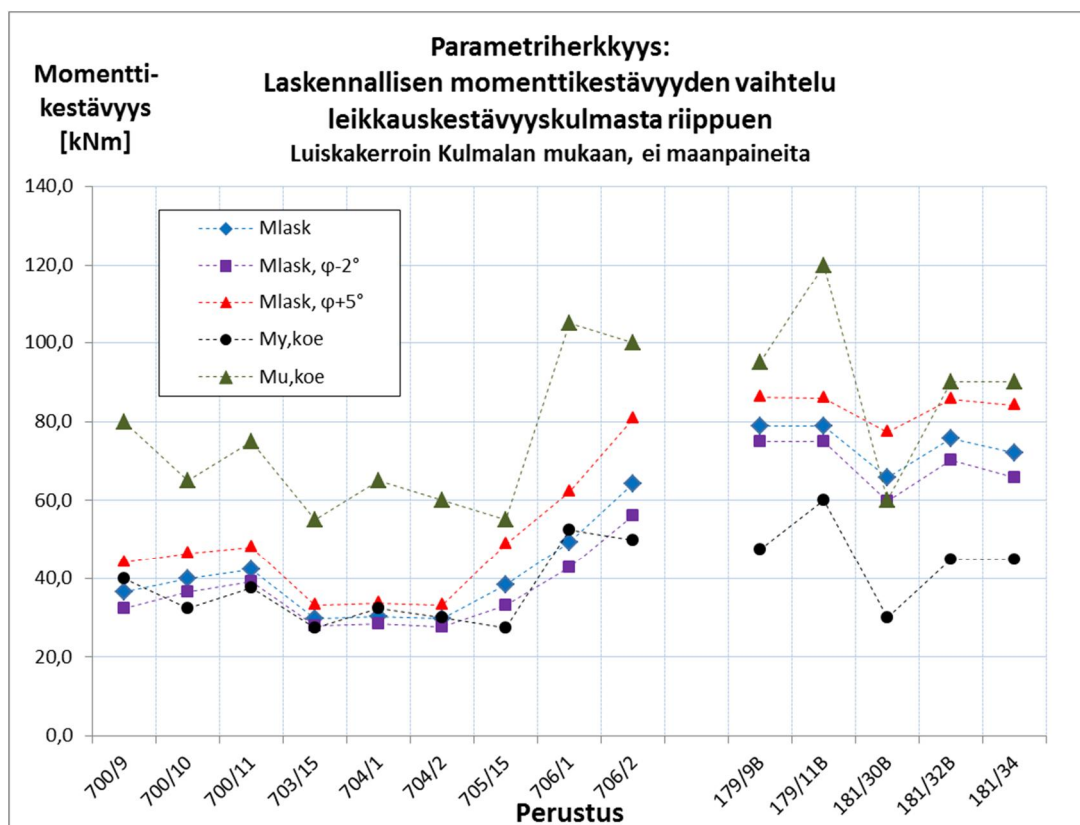
Kuva 6.4. Myötömomenttia vastaavalle kuormitukselle takaisinlasketut luiskapienennyskerotoimet.

Kuvasta 6.4 nähdään, että käytetyillä laskentaparametreilla rataosuuden Sääksjärvi-Perkkiö takaisinlaskenta antaa kaikkia lähteitä pienempiä luiskakertoimen arvoja. Syynä tähän on mitä ilmeisimmin perustuksen ympärystäytön löyhyys, jolloin valitut laskentaparametrit ovat olleet liian suuret. Heikommilla parametreilla laskennallinen kantokestävyys olisi pienempi ja laskennallinen luiskakertoimen arvo suurempi, jotta saataisiin koekuormituksen momenttia vastaava tasapainotila.

Rataosuudella Tuomioja-Raahe on perustusten ympärystäyttö ollut hyvin tiivistettyä ja laskennoissa käytettyjen parametrien voidaan olettaa olevan oikeampia. Takaisinlasketut luiskakertoimet ovat kaikki suurempia kuin eri kantokestävyysteorioiden mukaiset luiskakertoimen arvot. Osa takaisinlaskentojen luiskakertoimista on pienempiä ja osa suurempia kuin Kulmalan luiskakerroin. Näin ollen voidaan päätellä, että perustuksen ympärystäytön tiivistys on tärkeää ja hyvin tiivistetyillä perustuksilla kantokestävyysteorioiden mukaiset luiskapienennyskerotoimet ovat varmalla puolella ja yliarvioivat luiskan vaikutusta kantokestävyyteen.

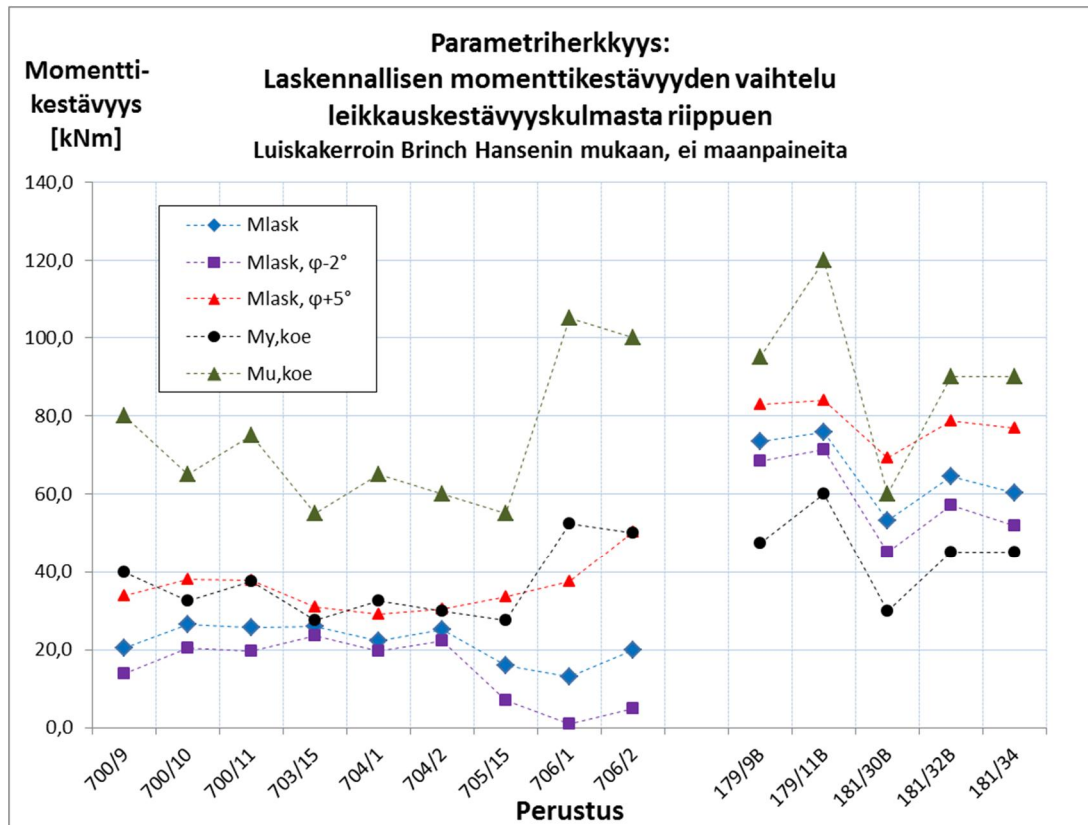
### Parametriherkkyystarkastelu momenttikestävyydelle

Parametriherkkyystarkastelussa lasketut momenttikestävyyskulman arvoilla on esitetty kuvissa 6.5–6.7. Kuvassa 6.5 on luiskan vaikutuksen pienennyskerotoimena käytetty Kulmalan esittämiä pienennyskerotoimia. Kuvassa 6.6 on esitetty parametriherkkyystarkastelut käyttäen Brinch Hansenin kantokestävyysteorian mukaista luiskakerrointa. Kuvassa 6.7 on parametriherkkyystarkasteluiden tulokset sellaisille tapauksille, joissa luiskakertoimen arvo  $g=1$  ja perustamissyvyys on määritetty kuvan 6.1b mukaisesti.



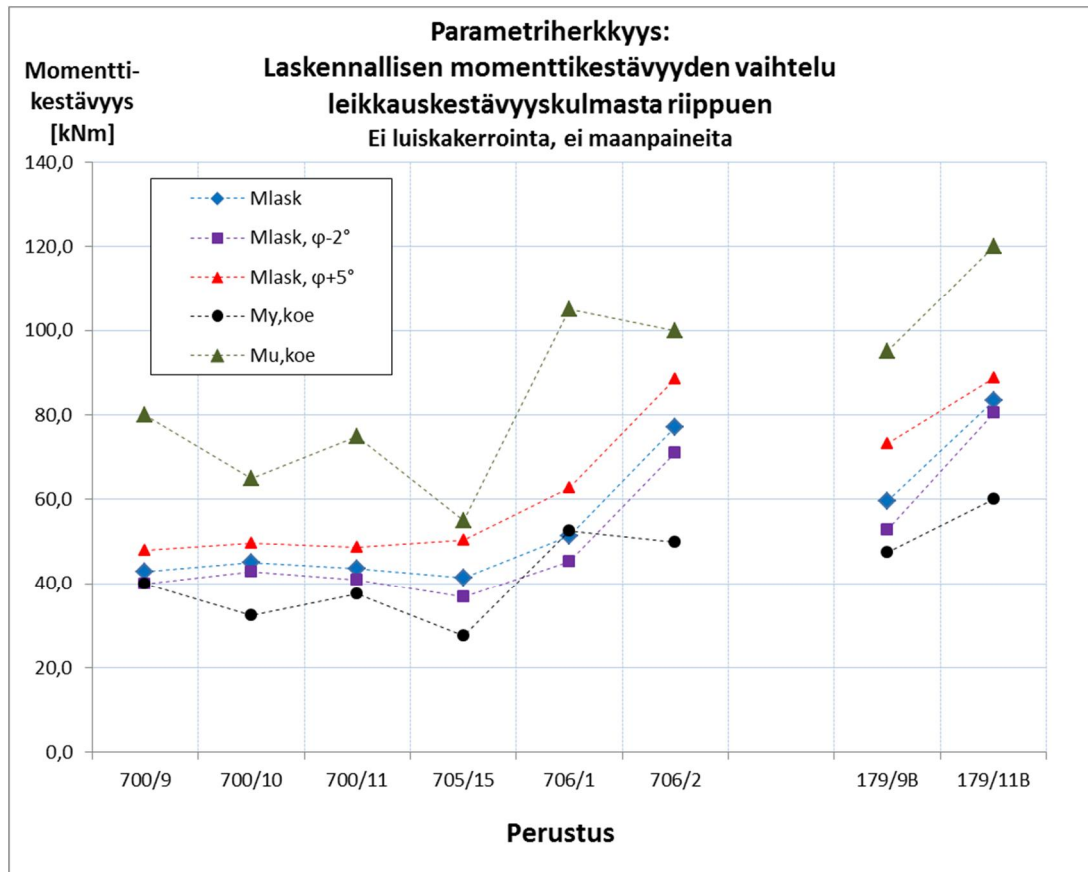
Kuva 6.5. Laskennallisen momenttikestävyyden vaihtelu maapohjan leikkauskestävyydestä riippuen. Luiskakerroin Kulmalan mukaan.

Parametriherkkyystarkasteluissa ilmenee, että parametrien muutoksen vaikutus laskennalliseen momenttikestävyyteen riippuu kuormituksen epäkeskisyyden suuruudesta. Jos kuormituksen epäkeskisyys muodostuu laskennassa suureksi, ei laskentaparametrien muutoksella ole niin suurta merkitystä kantavuuskaavalla lasketun momenttikestävyyden suuruuteen. Tämä johtuu siitä, että suurilla epäkeskisyyksillä jo pienikin muutos sivukuormituksessa ja sen myötä epäkeskisyydessä vaikuttaa perustuksen tehokkaaseen pinta-alaan ja sen kautta pohjapaineeseen. Kulmalan luiskakertoimet ovat Brinch Hansenin luiskakertoimia suurempia, joten Kulmalan mukaisilla luiskakertoimilla saadaan suurempia kantokestävyyksiä. Suuremmalla kantokestävyydellä saadaan suurempi momenttikestävyys, jolloin epäkeskisyyskin on suurempi. Tällöin laskentaparametrien muutoksen vaikutus momenttikestävyyteen pienenee. Tämä nähdään esimerkiksi kuvasta 6.5. Perustuksilla 705/15, 706/1 ja 706/2 on pienempi epäkeskisyys momenttikestävyyden laskennassa, joten niillä perustuksilla momenttikestävyys on herkempi parametrimuutoksille.



Kuva 6.6. Laskennallisen momenttikestävyyden vaihtelu maapohjan leikkauskestävyydestä riippuen. Luiskakerroin Brinch Hansenin mukaan.

Kuvasta 6.6 nähdään, että Brinch Hansenin luiskakerrointa käytettäessä momenttikestävyys on herkempi parametrimuutoksille kuin Kulmalan luiskakerrointa käytettäessä. Syynä tähän on, että laskennallisista kantokestävyyksistä tulee pienemmät, koska luiskakertoimen arvo on pienempi. Tämä johtaa siihen, että momenttikestävyys on pienempi ja se saavutetaan pienemmällä sivukuormituksen arvolla, joka johtaa pienempään epäkeskisyyteen. Näin ollen epäkeskisyyden muutoksilla ei ole niin suurta suhteellista vaikutusta anturan tehokkaaseen pinta-alaan ja sitä kautta pohjapaineeseen. Perustukset 705/15, 706/1 ja 706/2 ovat herkimpiä parametrien muutoksille, koska niiden momenttikestävyyden laskennassa on kuormituksen epäkeskisyyttä ollut muita perustuksia pienempi.



Kuva 6.7. Laskennallisen momenttikestävyyden vaihtelu maapohjan leikkauskestävyydestä riippuen. Perustussyvyys luiskan alareunasta, ei luiskakerrointa ( $g=1$ ).

Kuvassa 6.7 on esitetty kuvan 6.1b mukaisten laskentatapausten parametriherkkyystarkastelut. Tällä laskentatapauksella saatiin suurimmat kantokestävyydet ja momenttikestävyydet. Näissä laskentatapauksissa kuormituksen epäkeskisyydet ovat suuria, joten perustusten herkkyudet parametrien muutoksille ovat pienempiä.

Johtuen laskentojen suurista kuormituksen epäkeskisyyksistä, parametriherkkyystarkastelut eivät vastaa kovin hyvin todellista mitoitusilannetta, jolloin kuormituksen epäkeskisyydet rajoitetaan yleensä pieneksi. Pienemmillä epäkeskisyyksillä kantokestävyys on herkempi laskentaparametrien muutoksille.

## 6.2 Paaluperustukset

### 6.2.1 Tehdyt laskennat

Putkipaaluperustuksille tehtiin laskelmia luvussa 4.3 esitellyllä alustalukumenetelmällä. Alustalukumenetelmän tuloksia verrattiin Plaxis3D -ohjelmalla mallinnettuun koe-kuormitusta vastaavaan kuormitustilanteeseen (ks. luku 7.4).

Plaxis-mallinnetut perustukset sijaitsivat luiskassa, jonka kaltevuus oli 1:1,5. Luiskan kaltevuus laskentamallin jousitukien määrittämisessä otettiin huomioon luvussa 4.3.4 esitellyillä tavoilla:

1. Redusointi passiivipainekertoimen avulla: yhtälön 4.18 mukaista sivuvastuksen ääriarvoa laskettaessa käytettiin passiivipainekertoimenä 1:1,5 kaltevan maan-

- pinnan kerrointa luiskaan päin tapahtuvan siirtymän aiheuttamalle sivuvastukselle ja tasaisen maan passiivipaine kerrointa penkereeseen päin tapahtuvalle siirtymälle
2. Redusointi luiskakertoimen avulla: yhtälön 4.18 mukaista tasaisen maan sivuvastuksen ääriarvoa pienennettiin luiskan suuntaan tapahtuvalle siirtymälle taulukon 4.3 mukaisella pienennyskertoimella
  3. Redusointi ohjeen *Sillan geotekninen suunnittelu* mukaan: alustalukuja ja jousitukien alkamissyvyyttä redusointiin ohjeen *Sillan geotekninen suunnittelu* (LiVi 2012) mukaisesti
  4. Redusointi ohjeen *Rautateiden melusteet* mukaan: alustalukuja ja jousitukien alkamissyvyyttä redusointiin ohjeen *Rautateiden melusteet* (RHK 2004) mukaisesti.

Paalun alustaluvut laskettiin kohdassa 4.3.2 esitellyllä maan kokoonpuristuvuusmoduuliin perustuvalla menetelmällä. Alustalukujen määrittämisessä käytetty alustalukukerroin  $n_h$  on laskettu yhtälön 4.21 mukaisesti. Maan parametrit arvioitiin vastaamaan moreenista rakennetun ratapenkereen parametriarvoja. Sivuvastuksen ääriarvoa  $p_m$  laskettaessa on yhtälön 4.18 kertoimena käytetty 3,0:aa sekä 4,4:ää ja maanpainekertoimet on laskettu Eurokoodin analyyttisellä menetelmällä 50 % seinäkitkaa käyttäen. Laskentataulukset ja niissä käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 6.7.

*Taulukko 6.5. Alustalukumenetelmän laskentatavat ja laskentaparametrit.*

Laskentatapa	1	2	3	4
Luiskan vaikutuksen redusointimenetelmä	Passiivipaine kerroin	Luiskakerroin	Liikenneviasto (2012)	RHK (2004)
Luiskan kaltevuus	1:1,5	1:1,5	1:1,5	1:1,5
Maalaji	Moreeni	Moreeni	Moreeni	Moreeni
Tehokas tilavuuspaino $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	19	19
Leikkauskestävyyskulma $\phi$ [°]	38	38	38	38
Moduuliluku m	600	600	600	600
Jännityseksponentti $\beta$	0,5	0,5	0,5	0,5
Poissonin luku $\nu$	0,15	0,15	0,15	0,15
Alustaluvun $n_h$ laskennassa käytetty kerroin $\alpha$	0,74	0,74	0,74	0,74
Paalun halkaisija d [m]	0,406	0,406	0,406	0,406
Seinäkitka $\delta$	50 %	50 %	50 %	50 %
Eurokoodin mukainen passiivipaine kerroin $K_p$	1,08	7,23	7,23	7,23
Sivuvastuksen pienennyskerroin $\alpha$	1	0,33	1	1

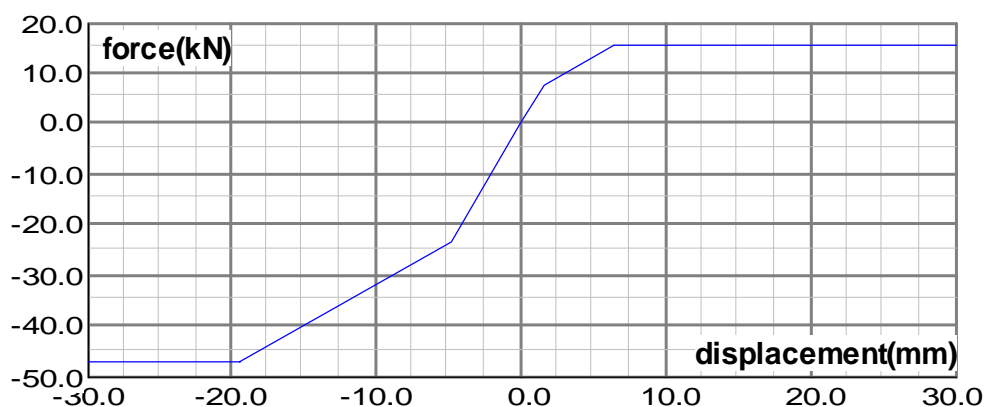
Plaxis-mallinnetut perustukset olivat RR400-teräsputkipaaluperustuksia, joiden kokonaispituus oli 4,5 metriä ja upotussyvyys oli 3,5 m paalun keskilinjan kohdalla.

## 6.2.2 Robot-rakennemalli

Alustalukulaskennat suoritettiin Autodesk Robot -ohjelmalla. Robotissa tuelle voi mallintaa kuvan 4.11 mukaisen kimmoisen alueen epälineaarisen käyttäytymisen, joten laskentataulukset saadaan laskettua yhdellä laskentakerralla. Jousituen jäykkyyden voi



myös mallintaa riippumaan siirtymän suunnasta. Näin ollen voidaan mallintaa esimerkiksi luiskaan päin syntyville siirtymille oma jäykkyys ja penkereeseen päin syntyville siirtymille oma jäykkyys. Kiertokeskiön yläpuolella tapahtuva siirtymä tapahtuu luiskaan päin ja kiertokeskiön alapuolella paalu siirtyy penkereeseen päin. Esimerkki Robotin epälineaarisesta jousituesta on esitetty kuvassa 6.8. Kuvan funktio kuvaa laskentatapauksen 2 mukaisesti huomiodun luiskin vaikutuksen yhtä jousitukea. Kuvassa positiiviset siirtymät ovat luiskin suuntaan ja negatiiviset siirtymät penkereeseen päin. Luiskaan päin tapahtuvalla siirtymällä sivuvastuksen ääriarvo on 0,33-kertainen penkereeseen päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvosta. Kaltevan maanpinnan passiivipaine kertoimen avulla huomiodun luiskin tapauksessa vastaava luiskaan päin tapahtuvan siirtymän aiheuttama sivuvastuksen ääriarvo olisi 1:1,5 luiskalla 0,15-kertainen penkereeseen päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvoon verrattuna, koska kaltevan maanpinnan ja tasaisen maanpinnan passiivipainekertoimien suhde on taulukon 6.7 mukaisilla maan parametreilla 0,15. Kuvan 6.8 jousituen maksimi-arvo saadaan kertomalla sivuvastuksen ääriarvo paalun halkaisijalla ja jousivälillä. Siirtymä-voima -funktioiden kulmakertoimet määrittää alustaluku kuvan 4.11 mukaisesti.



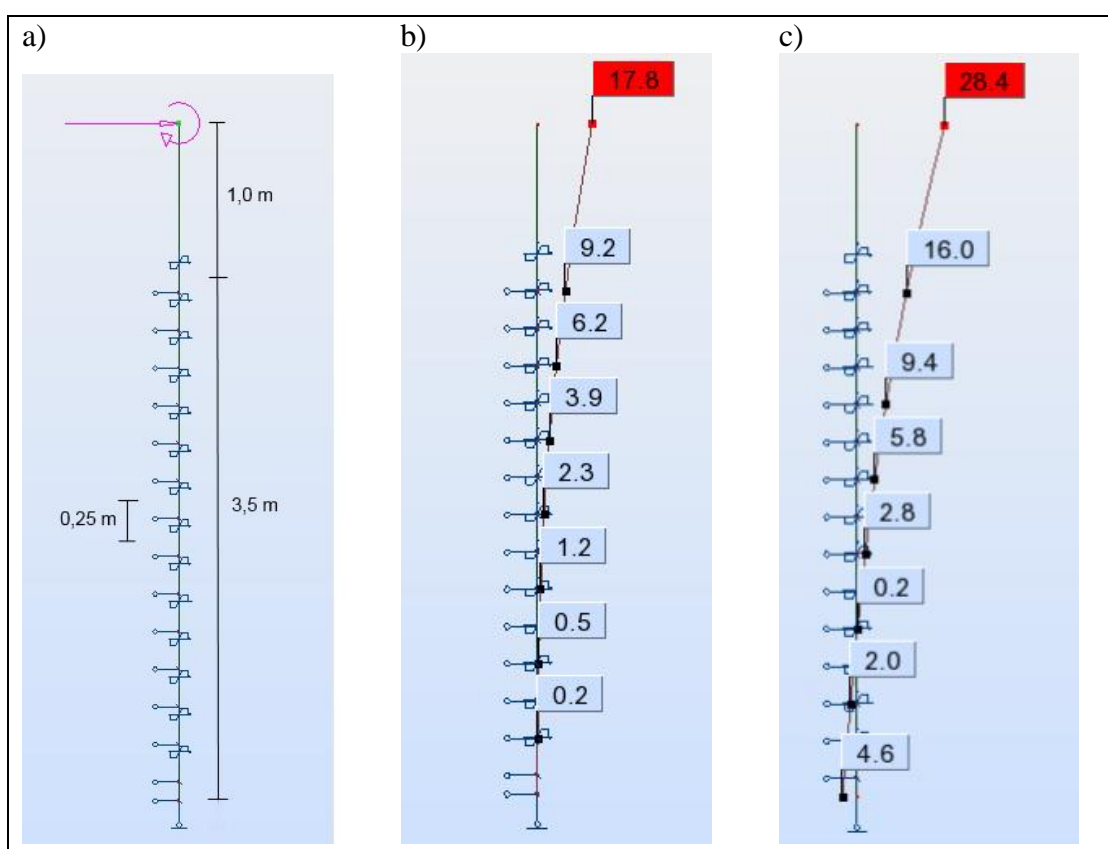
Kuva 6.8. Esimerkki Robot-ohjelman epälineaarisen tuen käyttäytymisestä.

Rakennemallissa RR400/10-putkipaalu mallinnettiin todellisten paalun dimensioiden ja jäykkyysominaisuuksien mukaan. Perustuksen 3,5 m upotussyvyyden perusteella jousitukien väliksi valittiin 0,25 m. Paalun ja maaperän rakennemallina käytettiin kahta erilaista mallia riippuen paalun alapään käyttäytymisestä maassa.

Rakennemallissa 1 paalun alapää mallinnettiin niveltukena, jonka vaakasiirtymät oli estetty. Tällainen käy tilanteeseen, jossa paalu on lyöty tiiviiseen maakerrokseen (esimerkiksi tiivis moreeni) eikä alapää pääse käytännössä siirtymään sivukuormituksessa. Kun paalun alapään vaakasuuntaiset siirtymät on estetty, muodostuu kiertokeskiö paalun alapäähän, ellei paaluun synny plastista niveltä.

Rakennemallissa 2 paalun alapää mallinnettiin niin, että siinä oli tuki vain pystysuunnassa ja paalun alapään vaakasuuntaiset siirtymät olivat vapaita. Tällöin kiertokeskiö ei sijaitse paalun alapäässä, vaan sen sijainti muodostuu rakennemalliin jousitukien ominaisuuksien ja sivukuormituksen yhteisvaikutuksen perusteella. Tällainen malli käy tilanteeseen, missä paalun alapää ei ole lyöty tiukkaan maakerrokseen, vaan paalu pääsee vapaasti kiertymään jäykkänä kappaleena ja paalun alapäähän syntyy vaakasuuntaisia siirtymiä.

Laskennassa perustusta kuormitti staattinen vaakakuormitus ja sen 5 metrin mittaisen momenttivarren aiheuttama momentti. Vaakakuormitusta kasvatettiin 10 portaassa 2 kN kuormituslisäyksillä välillä 2...20 kN, jolloin momentti paalun yläpäässä oli välillä 10...100 kNm. Rakennemallissa vaakakuorma ja momentti annettiin paalun yläpäähän. Robotiin rakennettu paaluperustuksen rakennemalli on esitetty kuvassa 6.9a. Kuvan 6.9a jousitukien sijainti ja etäisyys vastaa luiskan vaikutuksen redusointitapoja 1 ja 2. LiVi 2012 ja RHK 2004 ohjeiden mukaisia luiskan vaikutuksen redusointimenetelmiä käytettäessä jousituet eivät ala heti maan pinnalta, vaan vasta hieman syvemmältä (ks. kuva 4.12 ja kuva 4.13). Rakennemallien 1 ja 2 käyttäytymisen erot Robotissa on esitetty kuvissa 6.9b ja 6.9c. Paalun kuormitus on molemmissa laskentamalleissa samansuuruinen. Kuvasta nähdään, että rakennemallissa 2 paaluun syntyy kiertokeskiö, kun taas rakennemallissa 1 paalu kiertyy alapään ympäri. Paalun siirtymissä on myös merkittäviä eroja, vaikka kuormitus ja jousitukien jäykkyydet ovat molemmissa malleissa samansuuruiset.



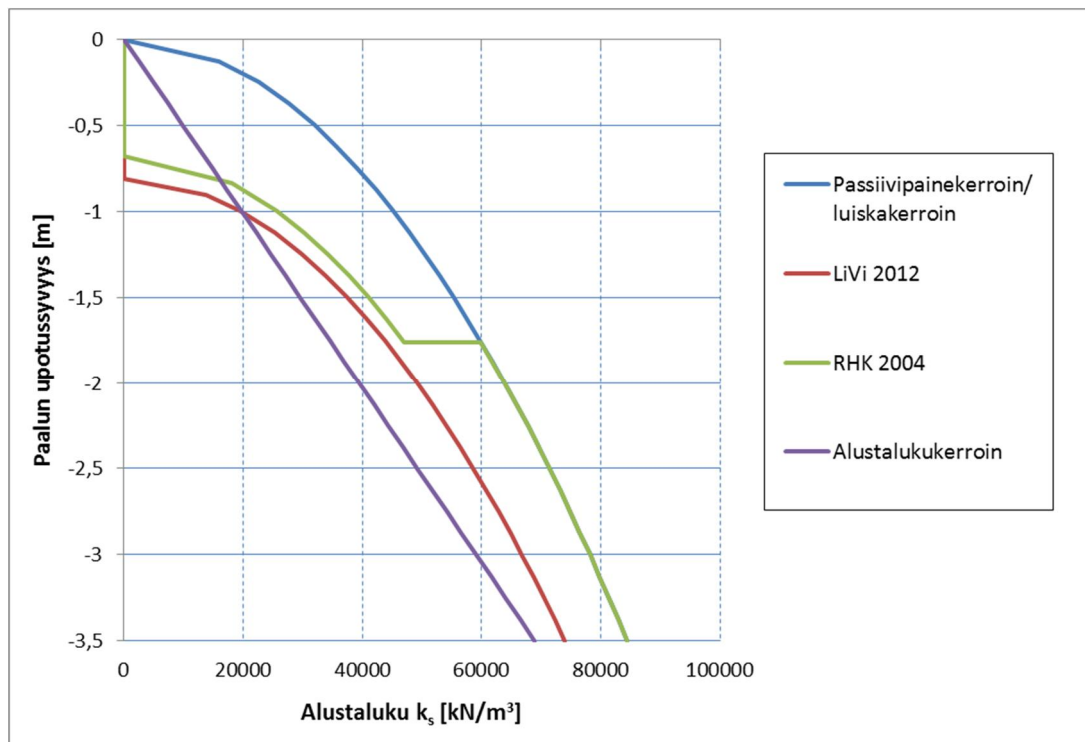
Kuva 6.9. a) Robotiin rakennettu 4,5 metriä pitkän paalun ja maaperän jousimalli  
 b) Robot-rakennemallin 1 käyttäytyminen sivukuormituksessa  
 c) Robot-rakennemallin 2 käyttäytyminen sivukuormituksessa.

### 6.2.3 Paalun alustaluvut eri menetelmillä

Eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä lasketut alustaluvut RR400-paalulle on esitetty kuvassa 6.10. Jos luiskan vaikutusta redusoidaan passiivipainekertoimen avulla, tulevat alustaluvuiksi samat kuin tasamaan tapauksessa. RHK:n ohjeen mukaisesti alustaluvut alkavat redusoituna 2,5d etäisyydellä paalun keskilinjasta olevan maanpinnan tasolta. 6,5d etäisyydellä alustalukuja ei enää redusoida ja alustaluvun arvo on sama kuin tasamaan tapauksessa tästä syvyydestä lähtien. Liikenneviraston ohjeen mukaisesti alustaluvut on määritetty alkamaan 3,0d etäisyydellä paalun keskilinjasta olevan maanpinnan tasolta. Koska paalujen upotussyvyys on alle 10D, kasvaa alustaluku upotussy-



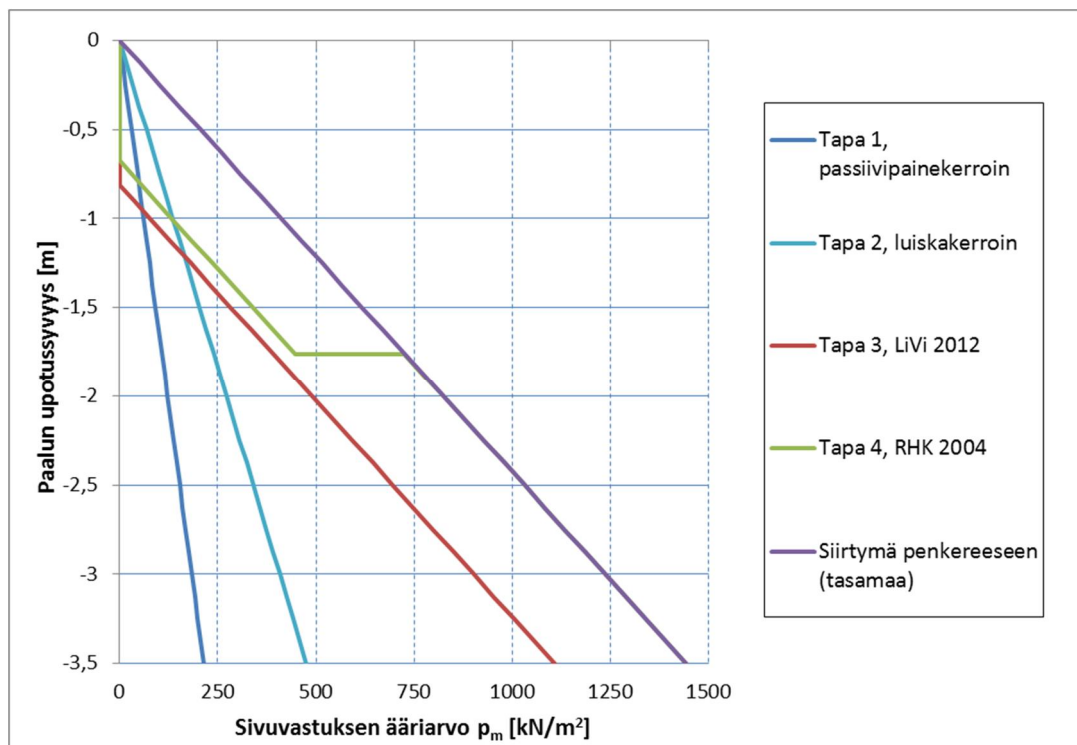
vyöden kasvaessa. Mikäli upotussyvyys olisi yli 10 kertaa paalun halkaisijan tai sivumittan suuruinen, pysyisi alustaluku tämän syvyyden jälkeen vakiona. Käytettäessä luiskank vaikutuksen redusointiin taulukon 6.7 laskentatapoja 1 ja 2 eivät alustaluvut poikkea tasaisen maanpinnan alustaluvuista, vaan luiskank vaikutus on otettu huomioon ainoastaan sivuvastuksen ääriarvossa. Kuvassa 6.10 on esitetty myös kuvan 4.10 mukaisen  $38^\circ$  leikkauskestävyyskulmaa vastaavan alustalukukertoimen avulla yhtälöllä 4.20 laskettu alustaluku. Kuvasta nähdään, että alustalukukerroinkäyrän perusteella määritetty alustaluku on suoraviivainen ja se antaa pienemmän alustaluvun arvon kuin maan moduulin avulla määritettäessä. Pienemmällä alustaluvulla sivuvastuksen ääriarvon saavuttamiseen tarvittavasta siirtymästä tulee suurempi, koska rajasiirtymän  $y_m$  ääriarvon määrittävä kulmakerroin on tällöin pienempi.



Kuva 6.10. Pengerluiskassa olevan RR400-teräsputkipaalun alustaluvut upotussyvyyden funktiona eri luiskank vaikutuksen redusointimenetelmillä laskettuina. Alustalukukerroin-kuvaajan alustalukukerroin määritetty kuvasta 4.11 kitkakulman  $38^\circ$  mukaisesti, muiden kuvaajien alustalukukerroin yhtälöllä 4.21 taulukon 6.7 parametrien mukaisesti.

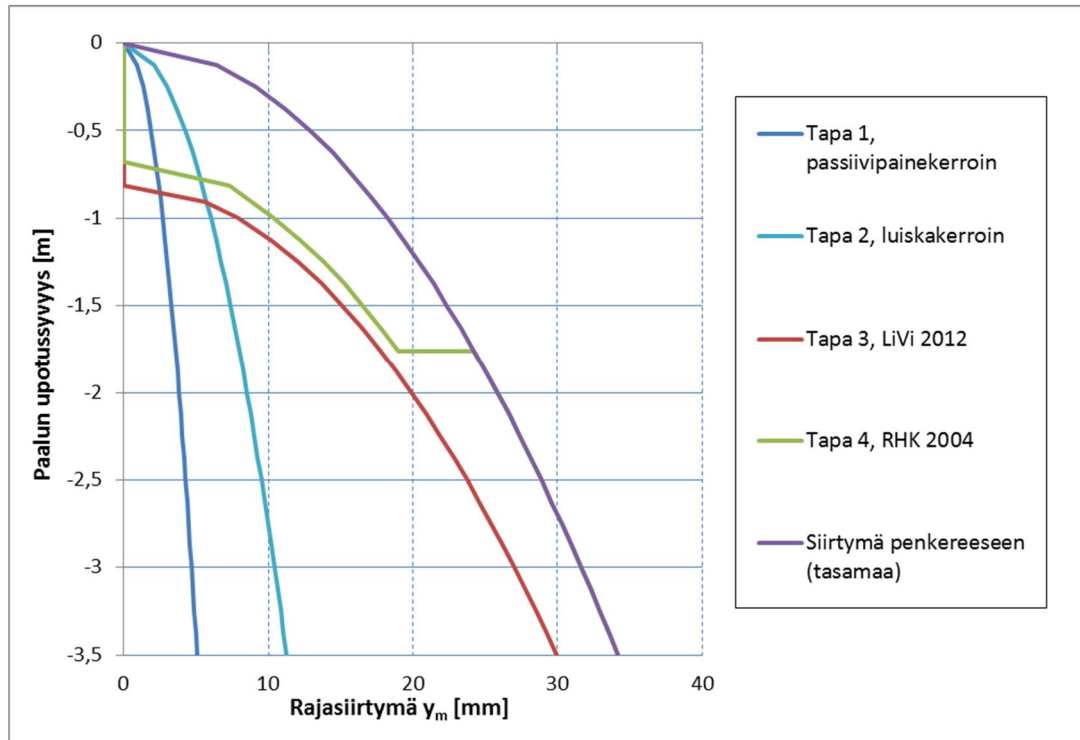
Sivuvastuksen ääriarvoa redusointiin samalla tavalla kuin alustalukuja. RHK:n ja LiVin ohjeiden mukaisissa laskennoissa sivuvastuksen ääriarvon redusointisyvyysinä käytettiin samoja syvyyksiä kuin alustalukujen redusoinnissa. Näissä tapauksissa passiivipainekerroin määritettiin tasaisen maanpinnan kertoimenä. Laskentatapauksessa 1, missä luiskank vaikutus otettiin huomioon sivuvastuksen passiivipainekertoimen avulla, on luiskaan päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvo laskettu kaltevan maanpinnan passiivipainekertoimella ja penkereeseen päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvo tasaisen maanpinnan passiivipainekertoimella. Laskentatapauksessa 2, missä luiskank vaikutus otettiin huomioon sivuvastuksen ääriarvon pienennyskertoimella, on luiskaan päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvoa pienennetty pienennyskertoimella, mutta penkereeseen päin tapahtuvan siirtymän aiheuttaman sivuvastuksen ääriarvona on käytetty tasaisen maanpinnan arvoa. Eri luiskank vaikutuksen redusointimenetelmillä lasketut sivuvastuksen ääriarvot on esitetty

kuvassa 6.11. Kuvan 6.11 sivuvastusten ääriarvot on laskettu käyttämällä yhtälön 4.18 kertoimena 3,0:aa. Käyttämällä yhtälön kertoimena toista ääriarvoa 4,4:ää, saadaan sivuvastuksen arvoista suuremmat kertoimien suhteessa. Koska paalun upotussyvyys on alle 10 kertaa paalun halkaisijan suuruinen, kasvaa sivuvastuksen ääriarvo lineaarisesti syvyyden kasvaessa paalun alapäähän saakka.



Kuva 6.11. Pengerluiskassa olevan paalun sivuvastusten ääriarvot eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä laskettuna. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0.

Sivuvastus ei saavuta ääriarvoaan heti, vaan se kasvaa vaakasiirtymän myötä, kunnes se tietyn rajasiirtymän jälkeen saavuttaa ääriarvon eikä kasva enää. Eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä määritettyihin sivuvastuksen ääriarvoihin vaadittavien siirtymien suuruus paalun upotussyvyyden funktiona on esitetty kuvassa 6.12.

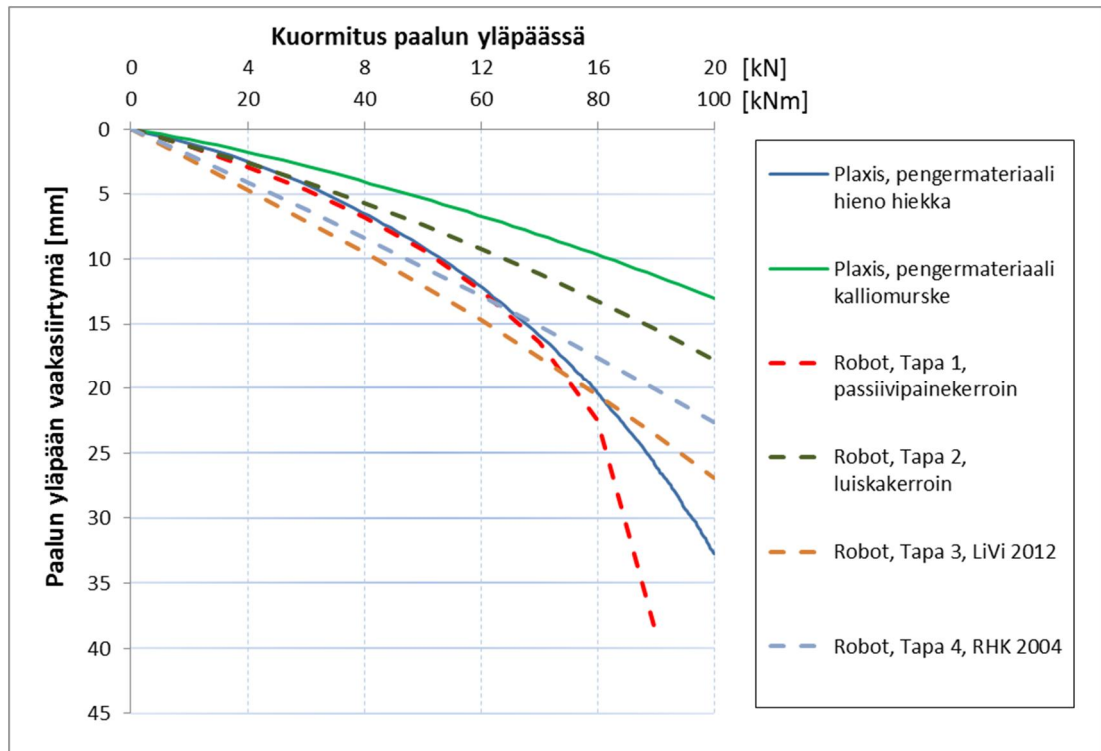


Kuva 6.12. Sivuvastuksen ääriarvon kehittymiseen vaadittava siirtymä eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä laskettuna. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0.

#### 6.2.4 Paalun laskennalliset siirtymät eri menetelmillä

Pengerluiskaan asennetun paaluperustuksen vaakasuuntaista siirtymää laskettiin jousimallilla eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä määritetyillä jousilla. Saatuja tuloksia verrattiin Plaxis 3D -ohjelmalla tehtyihin koekuormitustilannetta vastaaviin mallinnuksiin. Tehdyt Plaxis-mallinnukset on esitelty tarkemmin luvussa 7.4. Robotlaskentojen parametrit on määritetty tämän moreenista rakennetun ratapenkereen perusteella. Plaxis-mallinnuksessa käytettiin ratapenkereen materiaalina hienoa hiekkaa ja kalliomursketta, koska näitä samoja pengermateriaaleja ja materiaaliparametreja käytettiin anturaperustuksen mallinnuksessa. Käytetyt pengermateriaalit eivät kumpikaan vastaa täysin moreenipengertä hienon hiekan ollessa liian löyhää ja kalliomurskeen liian jäykkää. Moreenipengertä vastaavan tilanteen Plaxis-tulokset olisivat siis jossain kahden nyt mallinnetun penkereen välillä.

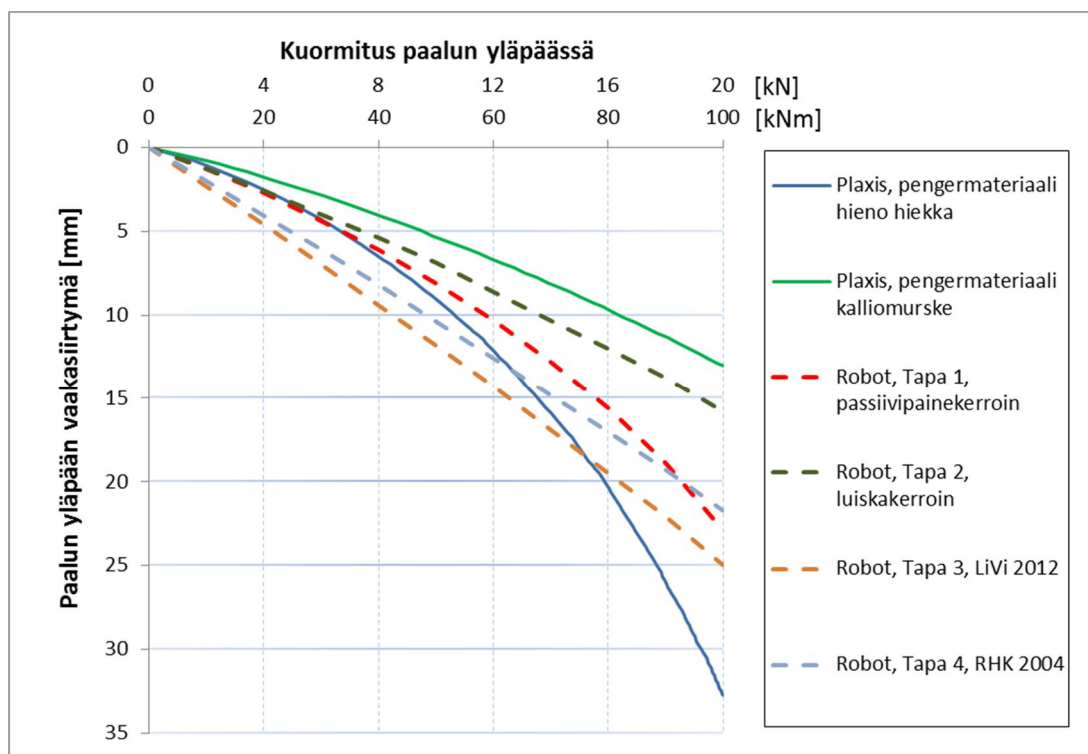
Robot-rakennemallilla 1 eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä lasketut paalun yläpään siirtymät on esitetty kuvassa 6.13. Sivuvastuksen ääriarvoa laskettaessa yhtälön 4.18 kertoimena on käytetty 3,0:aa. Vertailuna kuvassa on Plaxis-mallinnusten siirtymät paalun yläpäässä.



Kuva 6.13. Rakennemallilla 1 lasketut vaakasiirtymät 4,5 m paalun yläpäässä. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0, paalun alapään vaakasiirtymät estetty.

Kuvasta 6.13 nähdään, että LiVin ja RHK:n ohjeiden mukaisilla luiskauvaajan vaikutuksen redusointimenetelmillä kuormitus-siirtymäkäyrät ovat lähes suoraviivaiset koko kuormitusalueella ja ne yliarvioivat siirtymiä etenkin pienellä kuormituksella. Tavalla 1 eli passiivipainekeertoimella huomioidulla luiskauvaajan vaikutuksella laskettu siirtymä-kuvaaja noudattelee parhaiten hienon hiekkapenkereen Plaxis-mallinnusta. Tavalla 1 laskettaessa perustuksen sivukuormituskestävyys loppui ennen viimeistä kuormitusporrasta. Jäykkinä käytetty tavalla 2 laskettu paalu eli kun luiskauvaajan vaikutus on otettu huomioon luiskakerroimen avulla. Tavan 2 laskennassa kuormitus-siirtymä -kuvaaja on lähimpänä kalliomurskepenkereen Plaxis-mallinnusta. Paaluperustuksen Plaxis-mallinnukset on käsitelty tarkemmin luvussa 7.4.

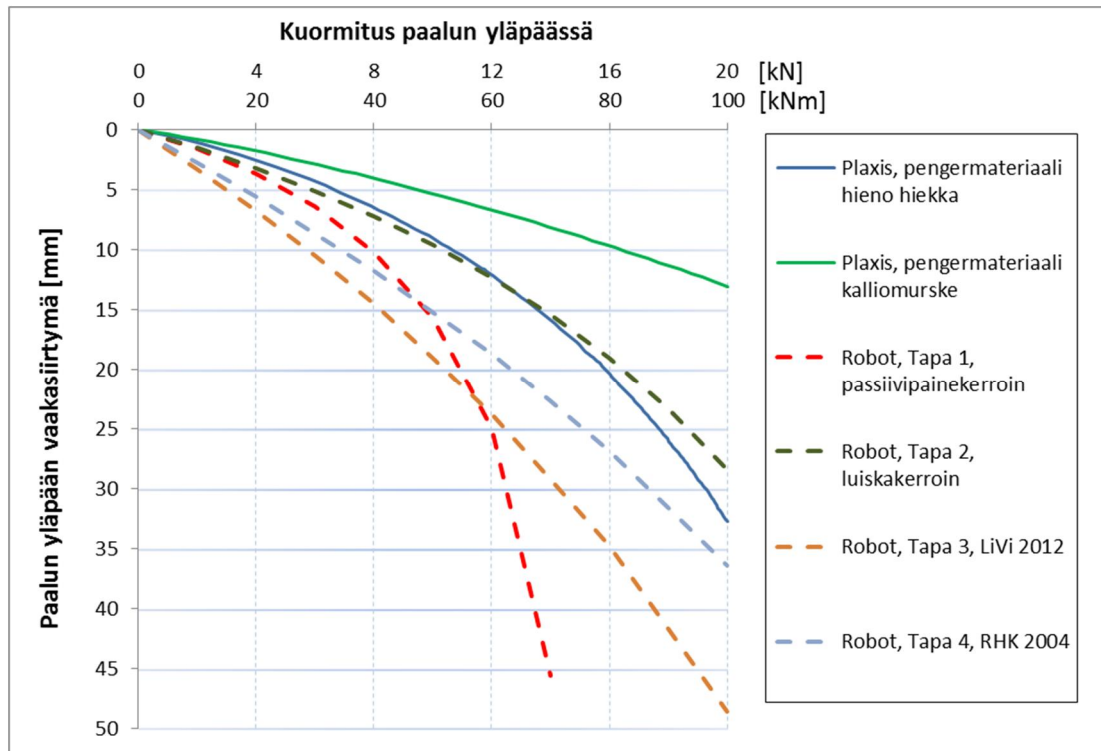
Kuvassa 6.14 on esitetty Robot-rakennemallilla 1 lasketut vaakasuuntaiset siirtymät paalun yläpäässä, kun sivuvastuksen ääriarvoa laskettaessa yhtälön 4.18 kertoimena on käytetty 4,4:ää.



Kuva 6.14. Rakennemallilla 1 lasketut vaakasiirtymät 4,5 m paalun yläpäässä. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 4,4, paalun alapään vaakasiirtymät estetty.

Kuvasta 6.14 nähdään, että tässäkin tapauksessa RHK:n ja LiVi:n ohjeiden mukaisesti huomioon otettu luiskun vaikutus yliarvioi siirtymiä pienillä kuormituksilla ja kuormitus-siirtymä -kuvaajat ovat lähes suoraviivaisia. Tavalla 1 perustus käyttäytyy nyt jäykemmin ja sen sivukuormituskestävyys riittää myös viimeisellä kuormitusportaalla.

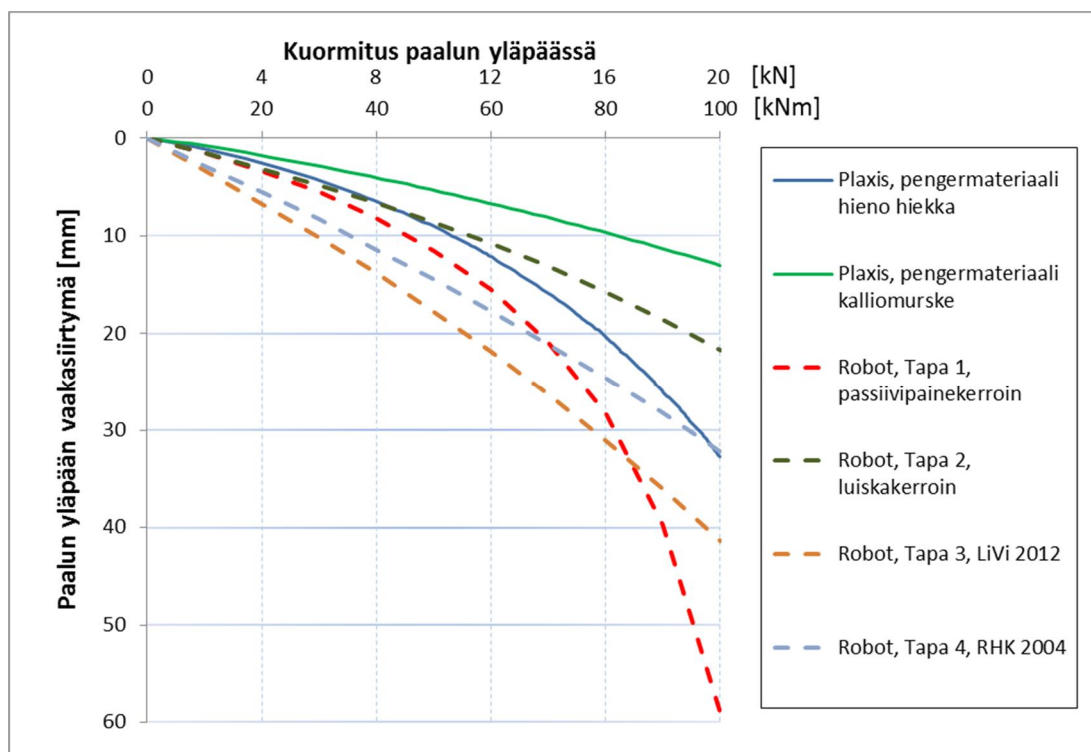
Rakennemalli, jossa paalun alapään siirtymät on estetty, ei kuitenkaan vastaa koekuormitettujen perustusten tilannetta, jossa paalut on lyöty pengerluiskaan määräsyvyyteen. Kuvassa 6.15 on esitetty Robot-rakennemallilla 2 lasketut eri luiskun vaikutuksen redusointimenetelmällä lasketut paalun yläpään siirtymät. Sivuvastuksen ääriarvoa laskettaessa yhtälön 4.18 kertoimenä on käytetty 3,0:aa.



Kuva 6.15. Rakennemallilla 2 lasketut vaakasiirtymät 4,5 m paalun yläpäässä. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0, paalun alapää pääsee siirtymään vaakasuunnassa.

Kuvasta 6.15 nähdään, että parhaiten Plaxis-mallinnettujen paaluperustuksen käyttäytymistä kuvaa paalu, jossa luiskan vaikutus on huomioitu tavalla 2 eli luiskakertoimen avulla. LiVin ja RHK:n ohjeiden mukaiset menetelmät yliarvioivat siirtymiä. Tapa 1 eli passiivipainekertoimella redusoitu luiskan vaikutus antaa tällä rakennemallilla liian pienen sivukuormituskestävyyden ja siinä paalun sivukuormituskestävyys loppuu jo 14 kN / 70 kNm kuormitusportaan jälkeen.

Kuvassa 6.16 on esitetty Robot-rakennemallilla 2 lasketut vaakasuuntaiset siirtymät paalun yläpäässä, kun sivuvastuksen ääriarvoa laskettaessa yhtälön 4.18 kertoimena on käytetty 4,4:ää. Kuvassa esitetyt eri laskentatavat on esitetty taulukossa 6.7.



Kuva 6.16. Rakennemallilla 2 lasketut vaakasiirtymät paalun yläpäässä eri menetelmillä laskettuna. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 4,4, paalun alapää pääsee siirtymään vaakasuunnassa.

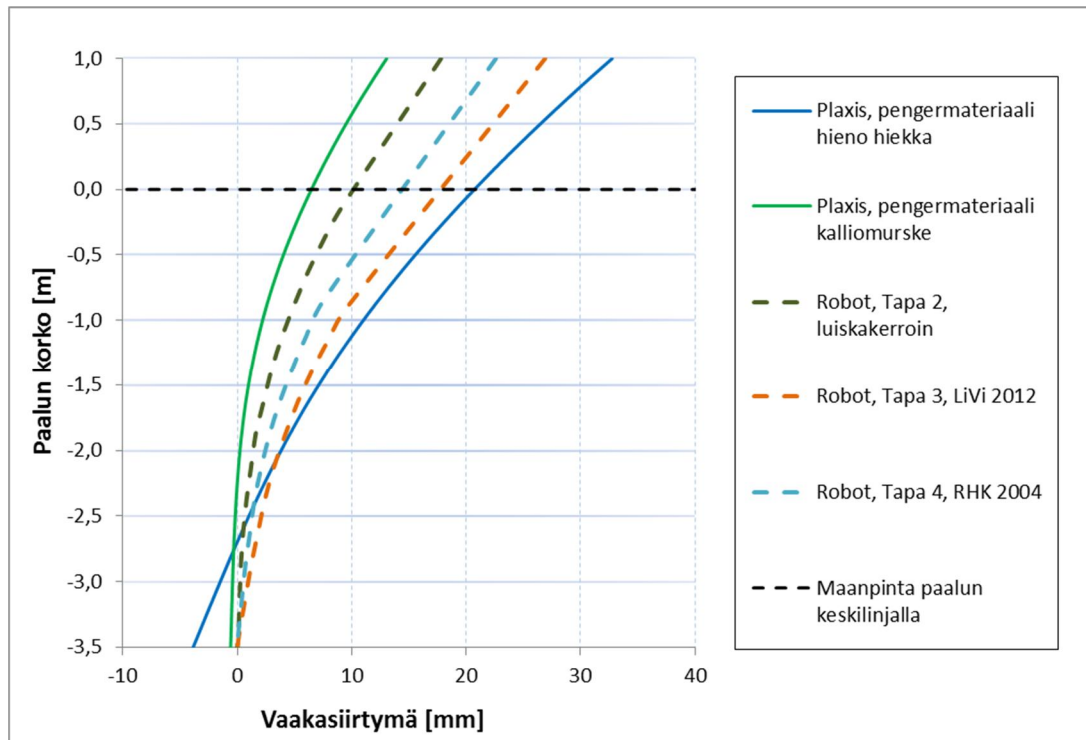
Kuvasta 6.16 nähdään, että parhaiten Plaxis-mallinnusten tuloksia vastaava kuormitus-siirtymä -kuvaaja saadaan luiskankäyrän vaikutuksen redusointitavalla 2 eli kun luiska on huomioitu luiskakerroinilla. Kuvan 6.16 tapauksessa tavan 2 kuvaaja sijoittuu hienosta hiekasta ja kalliomurskeesta mallinnettujen penkereiden väliin. Jos ratapenger olisi mallinnettu moreenista, mallinnuksen kuvaajan voisi olettaa sijoittuvan myös kalliomurskepenkereen ja hienon hiekkapengerin kuvaajien väliin.

Rautateiden pylväasperustusten siirtymien raja-arvot on esitetty taulukossa 2.2. Perustuksen yläpinnan vaakasiirtymän raja-arvo on 10 mm rataa vastaan kohtisuorassa suunnassa. Kuvista 6.13–6.16 nähdään, että luiskankäyrän vaikutuksen redusointitavalla 2 saavutetaan pienimmilläänkin noin 50 kNm / 10 kN sivukuormituskestävyys ennen 10 mm raja-arvon ylittymistä (kuva 6.15).

Kuvista 6.13–6.16 nähdään, että sillan geoteknisen suunnitteluohjeen (LiVi 2012) mukaisella luiskankäyrän vaikutuksen redusointitavalla saavutetaan 10 mm raja-arvo pienimmällä sivukuormituksella kaikilla laskentatapauksilla. Samoin rautateiden melusteiden suunnitteluohjeen (RHK 2004) mukaisella luiskankäyrän vaikutuksen redusointitavalla 10 mm raja-arvo rakennemallilla 2 käytettäessä saavutetaan jo alle 40 kNm tyvimomentilla. Näiden menetelmien pienillä kuormituksilla tapahtuvat suuremmat siirtymät johtuvat niiden jousitukien sijoittelusta. Koska niissä jousitukset alkavat todellista maanpintaa syvemältä, on tukuvia jousia vähemmän verrattuna tapoihin 1 ja 2. Pienillä kuormituksilla jousitukien tukivoimat pysyvät vielä kuvassa 4.12 esitetyn sivupaine-siirtymä -käyrän alkuosalla. Sivuvastuksen ääriarvo aletaan saavuttaa useammalla jousituella vasta suuremmilla kuormitusportilla, jolloin tapojen 3 ja 4 kuvassa 6.11 esitetyt suuremmat sivuvastuksen ääriarvot alkavat vaikuttaa.



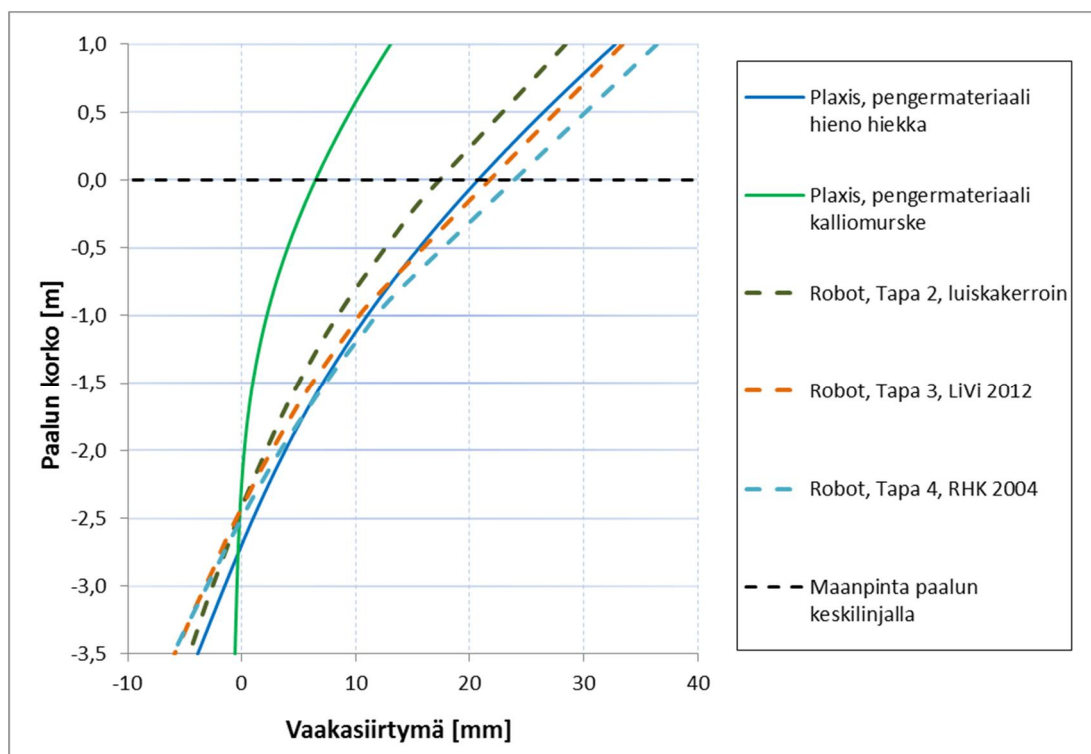
Kuvassa 6.17 on esitetty rakennemallilla 1 lasketun paalun vaakasiirtymät viimeisen kuormitusportaan (20 kN / 100 kNm) jälkeen. Sivuvastuksen ääriarvon yhtälön kertomella 3,0 ei paalun sivukuormituskapasiteetti riittänyt taulukon 6.7 mukaisella luiskan vaikutuksen redusointitavalla 1, joten sen tuloksia ei ole esitetty kuvassa.



Kuva 6.17. Rakennemallilla 1 lasketut paalun vaakasiirtymät eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä laskettuna. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0, paalun alapään vaakasiirtymät estetty.

Kuvasta 6.18 nähdään, ettei rakennemalli, jossa alapään siirtymät on estetty vastaa Plaxis-mallinnuksen tuloksia. Vaikka paalun yläpään siirtymät ovatkin oikeassa suuruusluokassa, ei paalu käyttäydy syvemmällä samalla tavalla kuin Plaxis-mallinnuksissa. Näin ollen parempi rakennemalli lyhyelle paaluperustukselle on rakennemalli 2, jossa paalun alapää pääsee siirtymään vaakasuunnassa. Rakennemallilla 2 lasketut vaakasuuntaiset siirtymät on esitetty kuvassa 6.18.



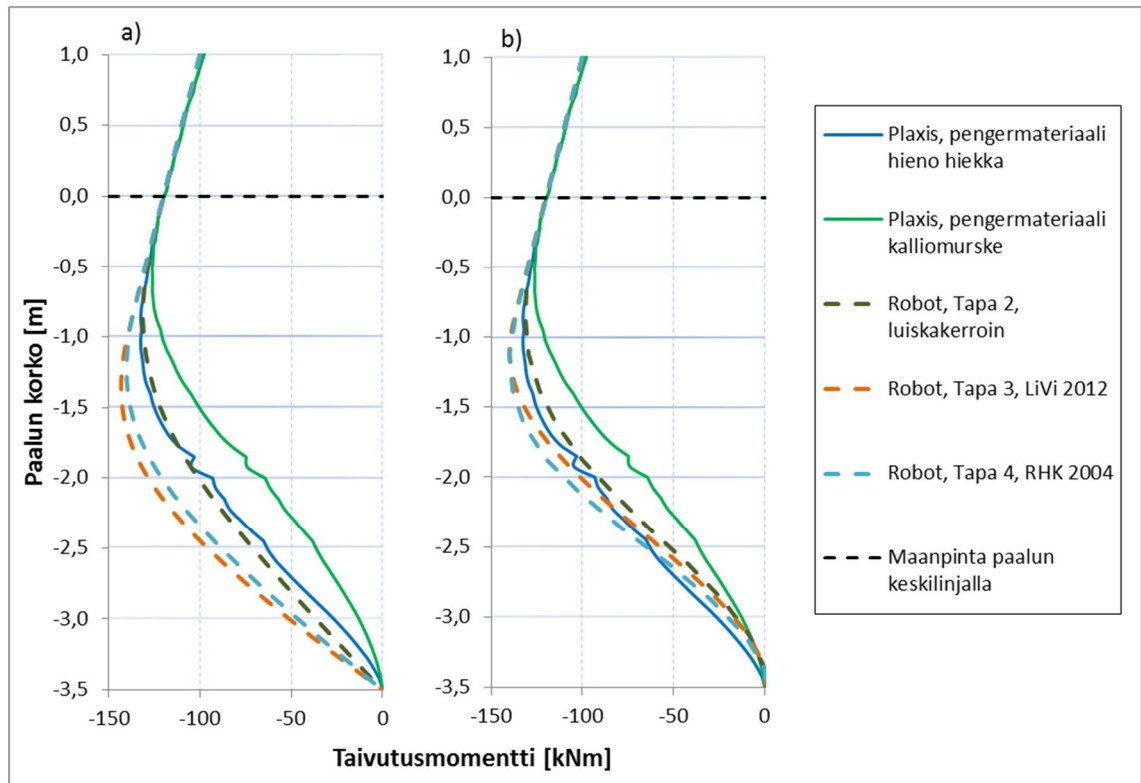


Kuva 6.18. Rakennemallilla 2 lasketut paalun vaakasiirtymät eri luiskan vaikutuksen redusointimenetelmillä laskettuna. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0, paalun alapää pääsee siirtymään vaakasuunnassa.

Kuvasta 6.18 nähdään, että vaakasiirtymät ja kiertokeskiön sijainti rakennemallissa, jossa paalun alapää pääsee siirtymään vaakasuunnassa vastaavat paremmin Plaxis-mallinnusta. Robot-malli näyttää yliarvioivan hieman paalun alapään siirtymiä, mutta kiertokeskiön sijainti on hyvin lähellä Plaxis-mallin kiertokeskiötä.

### 6.2.5 Paalun laskennalliset rasitukset eri menetelmillä

Sivukuormituksen paalulle aiheuttamia rasituksia voidaan määrittää alustalukumenetelmän avulla (Robot) tai Plaxis-mallinnuksilla. Kuvassa 6.21 on esitetty laskentamalleilla 1 ja 2 määritetyt luiskaan päin sivukuormitetun paalun taivutusmomentit. Momentit on määritetty paalun yläpäähän kuormitushetkellä 20 kN / 100 kNm. Vertailuarvoina ovat Plaxis-mallinnuksista saadut paalun taivutusmomentit kyseisellä kuormituksella. Koska luiskan vaikutuksen redusointitavalla 1 maan sivukuormituskapasiteetti ei riittänyt viimeiselle kuormitusportaalle, puuttuu sen menetelmän taivutusmomenttikuvaaja kuvasta.



Kuva 6.19. Luiskaan päin kuormitetun 4,5 m pitkän paalun taivutusmomentit Robotilla laskettuna sekä Plaxis-mallinnuksista saadut tulokset. Sivuvastuksen ääriarvon kerroin 3,0.

a) Rakennemalli 1, paalun alapään vaakasiirtymät estetty

b) Rakennemalli 2, paalun alapään vaakasiirtymät sallittu.

Kuvasta 3.21 nähdään, että rakennemallilla 2 saadaan paremmin Plaxis-mallinnusta vastaavat taivutusmomenttikuvaajat. LiVi:n ja RHK:n ohjeiden mukaisilla luiskareduointimenetelmillä saadaan suuremmat huippuarvot. Parhaiten Plaxis-mallia mukaileva taivutusmomenttikuvaaja saadaan rakennemallilla 2, kun luiskavaihtus on otettu huomioon tavalla 2 eli pienentämällä luiskaan päin tapahtuvan siirtymän aiheuttamaa sivuvastuksen ääriarvoa taulukon 4.3 mukaisella luiskakertoimella.

Plaxis-mallinnusten pengermateriaalit ja -ominaisuudet eivät vastaa kuitenkaan täysin Robot-laskentojen jousitukien määrittämiseen käytetyn moreenipenkereen ominaisuuksia. Pengermateriaaleista hieno hiekka on moreenipengertä löyhempää ja kalliomurske taas jäykempää. Moreenipengertä vastaavat Plaxis-laskentojen tulokset olisivat siten lasketujen kahden pengertyypin välillä.

## 7 Mallinnus elementtimenetelmällä

### 7.1 Yleistä

Työssä käytetään ratapenkereessä olevan perustuksen käyttäytymisen mallintamiseen Plaxis 3D -elementtimenetelmäohjelmaa. Mallinnuksen tavoitteena on tutkia sivukuorimitetun perustuksen käyttäytymistä ratapengerluiskassa sekä junakuorman vaikutusta perustuksen käyttäytymiseen. Plaxis-ohjelmalla tutkitaan sekä maanvaraisen anturallisen perustuksen että putkipaaluperustuksen käyttäytymistä.

Paaluperustuksen käyttäytymistä tutkitaan lisäksi luvussa 4 esitetyllä alustaluku- eli jousimallimenetelmällä. Paaluperustuksen jousimallitarkastelut tehdään Autodesk Robot -laskentaohjelmalla. Jousimallitarkasteluiden tavoitteena on selvittää luiskan vaikutusta paalun käyttäytymiseen ja kuinka todenmukaisia erilaiset luiskan vaikutuksen redusointimenetelmät ovat.

### 7.2 Plaxis 3D

#### 7.2.1 Yleistä

Plaxis 3D on geotekniseen mallinnukseen kehitetty numeerinen laskentaohjelma. Plaxis-ohjelman kehitys aloitettiin Delftin teknillisessä yliopistossa 1987. Alkuperäisenä tarkoituksena oli kehittää helppokäyttöinen kaksiulotteinen elementtimenetelmäohjelma jorkipenkereiden mallintamiseen pehmeiköille. Myöhemmin Plaxis laajentui kattamaan useimmat geotekniikan osa-alueet. Ensimmäinen Plaxis 2D -ohjelma Windowsille julkaistiin 1998. Ensimmäinen täysin kolmiulotteinen Plaxis 3D -ohjelma julkasitiin vuonna 2010. Plaxis on tarkoitettu helppokäyttöiseksi työkaluksi geotekniseen numeeriseen mallinnukseen käyttäjille, jotka eivät välttämättä ole erikoistuneet numeerisiin menetelmiin. Nykyisin ohjelman kehitykseen osallistuvat useat yliopistot, tutkimuskeskukset ja tutkijat geomekaniikan ja numeerisen mallinnuksen alalta ympäri maailman. (Brinkgrieve et al. 2013a, s. 3).

Plaxis 3D käyttää mallinnuksessa elementtimenetelmää (Finite Element Method, FEM). Ohjelman elementtiverkon maaelementit ovat 10-solmuisia tetraedrin muotoisia elementtejä. Maaelementtien lisäksi ohjelmassa on olemassa erityisiä elementtityyppejä rakenteellisen käyttäytymisen mallintamiseen. Palkkien mallintamiseen käytetään 3-solmuisia sauvaelementtejä ja laattojen mallintamiseen käytetään 6-solmuisia laattaelementtejä. Maan ja rakenteen välistä yhteistoimintaa simuloidaan 12-solmuisilla interface-elementeillä. (Brinkgrieve et al. 2013b, s. 181).

#### 7.2.2 Maan materiaaalimallit

##### Lineaarisesti elastinen materiaaalimalli

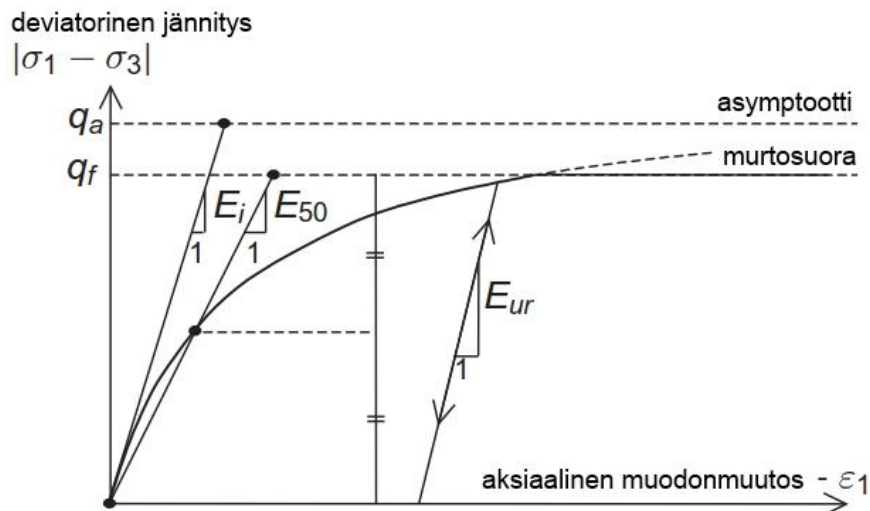
Lineaarisesti elastinen (LE) materiaaalimalli perustuu Hooken lakiin isotrooppisesta elastisuudesta. Lineaarisesti elastisessa mallissa materiaalin muodonmuutokset ovat riippuvaisia vallitsevasta jännityksestä. Mallin käyttäytyminen riippuu kahdesta parametrasta: kimmomoduulista  $E$  ja Poissonin luvusta  $\nu$ . Maan epälineaarisesta ja palautumattomasta käyttäytymisestä johtuen LE-malli soveltuu huonosti maan mallintamiseen, mutta sitä voidaan käyttää jäykkien rakenteiden mallintamiseen maan sisällä. Tällaisia rakenteita voivat olla esimerkiksi erilaiset betonirakenteet tai ehjät kalliomuodostelmat. Lineaarisesti elastisessa materiaaalimallissa ei ole materiaalin jännitystasoja rajoitettu mitenkään, joten rakenteen jännitykset voivat kasvaa rajattomasti. Mallia käytettäessä on varmistet-

tava, etteivät jännitykset mallissa ylitä materiaalin lujuutta. (Brinkgrieve et al. 2013c, s. 7-10).

### Hardening Soil materiaalmalli

Hardening Soil -malli (HS-malli) on sekä pehmeän että kovan maan käyttäytymisen mallintamiseen kehitetty edistynyt materiaalmalli. HS-malli huomioi jäykkyyden riippumisen vallitsevasta jännitystilasta. (Brinkgrieve et al. 2013c, s. 7). HS-mallin etuna täysin elastoplastiseen malliin verrattuna on mallintaa maa isotrooppisena myötölujittuvana materiaalina. HS-mallissa materiaalin myötöpinta ei ole kiinnitetty pääjännitystilaan, vaan se voi laajeta plastisten muodonmuutosten seurauksena. Muodonmuutosten seurauksena materiaallissa tapahtuu kahdenlaista lujittumista, leikkauslujittumista ja puristuslujittumista. Leikkauslujittumista käytetään mallintamaan deviatorisen kuormituksen aiheuttamia palautumattomia muodonmuutoksia. Puristuslujittumista käytetään mallintamaan puristusjännityksen aiheuttamia palautumattomia plastisia muodonmuutoksia. (Schanz et al. 1999).

Mallissa maan murtumista kuvataan Mohr-Coulombin murtokriteerillä leikkauskestävyyskulman  $\phi$ , koheesion  $c$  sekä dilataatiokulman  $\psi$  avulla. Maan jäykkyyttä mallissa kuvataan tarkemmin käyttämällä jäykkyydelle kolmea eri parametria: kolmiaksisiaalikokeen ensimmäisessä kuormitusvaiheessa määritettyä sekanttimoduulia  $E_{50}$ , kolmiaksisiaalikokeen palautus- ja toistokuormitusvaiheen moduulia  $E_{ur}$  ja ödometrikokeen kuormitusvaiheessa määritettyä tangenttimoduulia  $E_{oed}$ . Jäykkyyden jännitystilariippuvuutta kuvataan mallissa eksponentilla  $m$  (Schanz et al. 1999). Jäykkyyssparametrien määrittäminen on esitetty kuvassa 7.1.



Kuva 7.1. Hardening Soil mallin jäykkyyssparametrien määrittäminen (Brinkgrieve et al. 2013c, s. 65).

HS-mallissa on olemassa jotain heikkouksia. HS-malli ei huomioi dilataation tai koheesiosidosten poistumisen takia aiheutuvaa maan pehmenemistä. Lisäksi malli ei kykene erottamaan toisistaan pienillä muodonmuutoksilla tapahtuvaa jäykkyyden kasvamista ja suuremmilla muodonmuutoksilla tapahtuvaa jäykkyyden pienentymistä. Tämän takia käyttäjän täytyy valita sopivat jäykkyyssparametrit mallinnettavan kohteen muodonmuutostasojen mukaan. (Brinkgrieve et al. 2013c, s. 10).

### 7.2.3 Rakenne-elementit

#### Sauvaelementti (*Beam element*)

Beam-elementit eli sauvaelementit ovat rakenne-elementtejä, joita käytetään mallintamaan hoikkia rakenteita, joilla on suuri taivutusjäykkyys sekä aksiaalinen jäykkyys. Sauvaelementit koostuvat 3-solmuisista viivaelementeistä ja jokaisella solukohdalla on kuusi vapausastetta: siirtymät x-, y- ja z-suunnassa sekä kiertymät x-, y- ja z-suunnan ympäri. Sauvaelementtien mallinnus perustuu ohjelmassa Mindlinin palkkiteoriaan, jolloin palkki voi taipua sekä leikkaus- että taivutusrasituksen seurauksena. Sauvaelementti ei voi Plaxiksessa vastaanottaa vääntörasitusta. (Brinkgrieve et al. 2013b, s. 85).

Sauvaelementeille annetaan lähtöarvoina poikkileikkauksen pinta-ala  $A$ , materiaalin tilavuuspaino  $\gamma$ , kimmomoduuli  $E$  sekä jäyhyysmomentti  $I$  poikkileikkauksen molempiin pääsuuntiin. Lisäksi on mahdollista antaa erilaisia värähtelyanalyysiin liittyviä arvoja. Sauvaelementistä saadaan ohjelmassa tuloksena erilaisia voimasuureita kuten rakenteen taivutusmomentti, leikkausvoima tai normaalivoima.

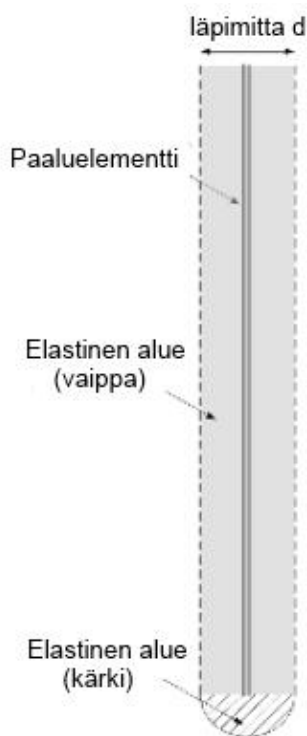
#### Rajapintaelementti (*Interface*)

Interface- eli rajapintaelementtejä käytetään Plaxiksessa mallintamaan kahden pinnan välistä vuorovaikutusta. Rajapintaelementtejä voidaan käyttää mallintamaan rakenteen ja maan välistä vuorovaikutusta tai kahden maakerroksen välistä vuorovaikutusta. Rajapintaelementille voi antaa omat materiaaliparametrit tai se voi ottaa parametrit ympäröivistä rakenteista. Vuorovaikutuksen karheutta kahden pinnan välillä kuvataan lujuusvahennyskertoimella  $R_{\text{inter}}$ .  $R_{\text{inter}}$ -kerrointa voidaan verrata kitkakertoimeen ja voidaan käyttää kuvaamaan rakenteen ja maan välistä seinäkitkaa ja adheesiota. Kertoimen arvolla 1 materiaalien välillä vallitsee täysi seinäkitka sekä adheesio ja arvolla 0 pääsevät rakenteet liikkumaan vapaasti soistensa suhteen. Rajapintaelementeillä on ohjelmassa virtuaalinen paksuus, joka on kuvitteellinen mitta joka kuvaa interfacen käyttäytymistä. Mitä suurempi virtuaalinen paksuus on, sitä enemmän elastisia muodonmuutoksia syntyy. Yleensä interface-elementtien pyritään muodostamaan mahdollisimman vähän elastisia muodonmuutoksia, joten virtuaalisen paksuuden tulisi olla pieni. Virtuaalinen paksuus lasketaan erillisen kertoimen (*Virtual thickness factor*) avulla, joka määrittelee interfacen virtuaalisen paksuuden kertoimen ja mallin yleisen elementtikoon avulla. Oletuksena kertoimena käytetään arvoa 0,1. (Brinkgrieve et al. 2013b, s. 89–91).

#### Paaluelementti (*Embedded pile*)

Embedded pile -elementti eli paaluelementti on erityinen palkkielementti, jota käytetään Plaxis 3D -ohjelmassa maahan upotettujen paalujen mallintamiseen. Paaluelementissä on tavallisen sauvaelementin ominaisuuksien lisäksi sisäänrakennettu rajapintaelementti, joka kuvaa maan ja paalun vaipan sekä maan ja paalun kärjen välistä vuorovaikutusta. Tämä rajapintaelementti ottaa arvonsa ympäröivän maan rajapintaelementin arvosta. Paaluelementille voidaan sauvaelementin materiaaliparametrien lisäksi antaa ominaisuuksia kuvaamaan paalun vaippavastuksen maksimia kuvaava arvo  $T_{\text{max}}$  ja kärkivastuksen maksimia kuvaava arvo  $F_{\text{max}}$ . Vaippavastuksen ja kärkivastuksen käyttötilan arvot riippuvat paaluun kohdistuvasta kuormituksesta sekä paalun ja maan välisestä rajapintaelementin arvosta. (Brinkgrieve et al. 2013b, s. 171–173; Brinkgrieve et al. 2013c, s. 181).

Paaluelementti mallinnetaan ohuena sauvana eikä sillä ole fyysistä tilavuutta mallissa. Vaikka elementillä ei ole mallissa tilavuutta, paalun ympärille muodostuu mallissa paalun säteen suuruinen elastinen alue, jolla ympäröivän materiaalin plastinen käyttäytyminen on estetty (kuva 7.2). Plaxis 3D ei huomioi paalun asennustavan vaikutuksia paalun ja ympäröivän maan väliseen käyttäytymiseen. Tämän takia paaluelementti sopii paremmin sellaisten paalujen mallintamiseen, joiden asennustapa häiritsee mahdollisimman vähän ympäröivää maata. (Brinkgrieve et al. 2013c, s. 181).



Kuva 7.2. Paaluelementin ympärille muodostuva ainoastaan elastisesti käyttäytyvä alue (Dao 2011, s. 20).

Dao (2011) on tutkinut Plaxis-paaluelementin käyttäytymistä sivukuormituksessa. Dao toteaa, että paaluelementin sisäänrakennettu maan ja paalun välistä käyttäytymistä mallintava rajapintaelementti toimii oikein vain paalun pystysuoran liikkeen kanssa. Vaakasuuksiin liikkeisiin ympäröivän maan interface-arvolla ei ole vaikutusta. (Dao 2011, s. 22–23). Tämän takia sivukuormitettu paalu on parempi mallintaa lineaarisesti elastisena tilavuuselementtinä, jonka ympärille mallinnetaan interface-elementti, jos paalun ja maan välillä halutaan käyttää muuta kuin täyttä seinäkitkan arvoa.

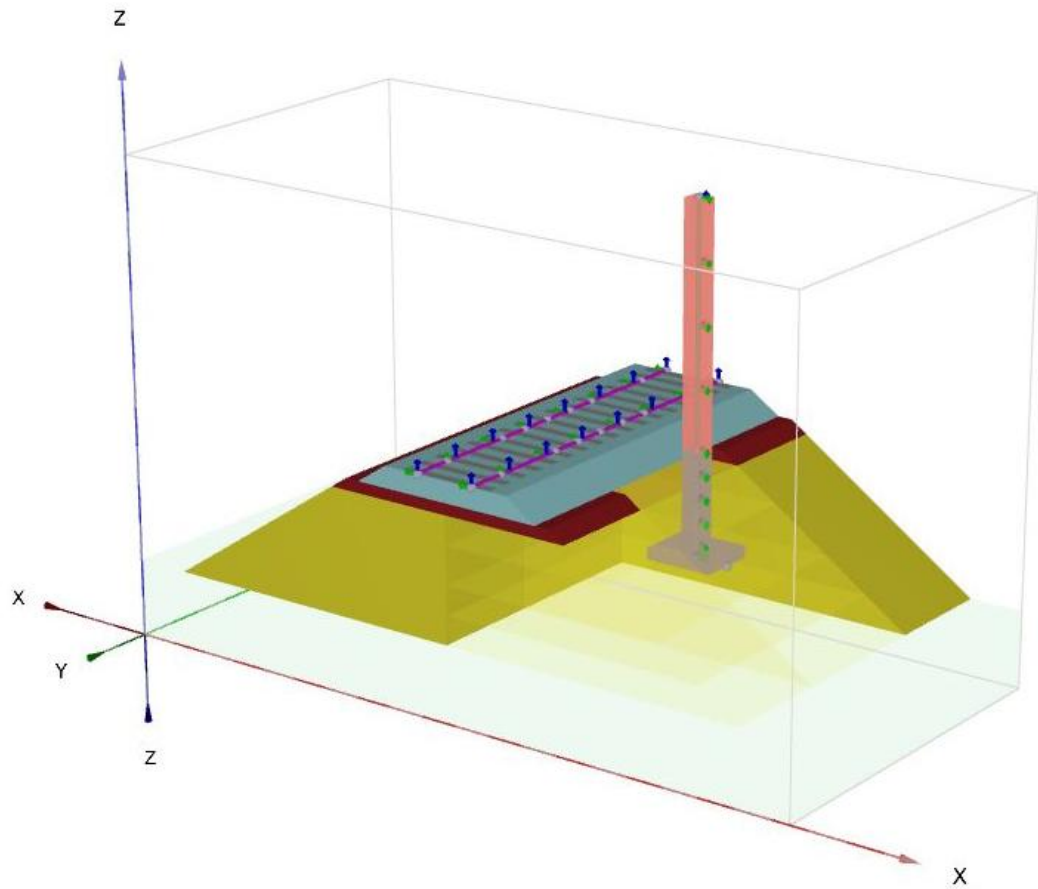
## 7.3 Anturallisen perustuksen mallinnus

### 7.3.1 Ratapengermallin ja perustuksen ominaisuudet

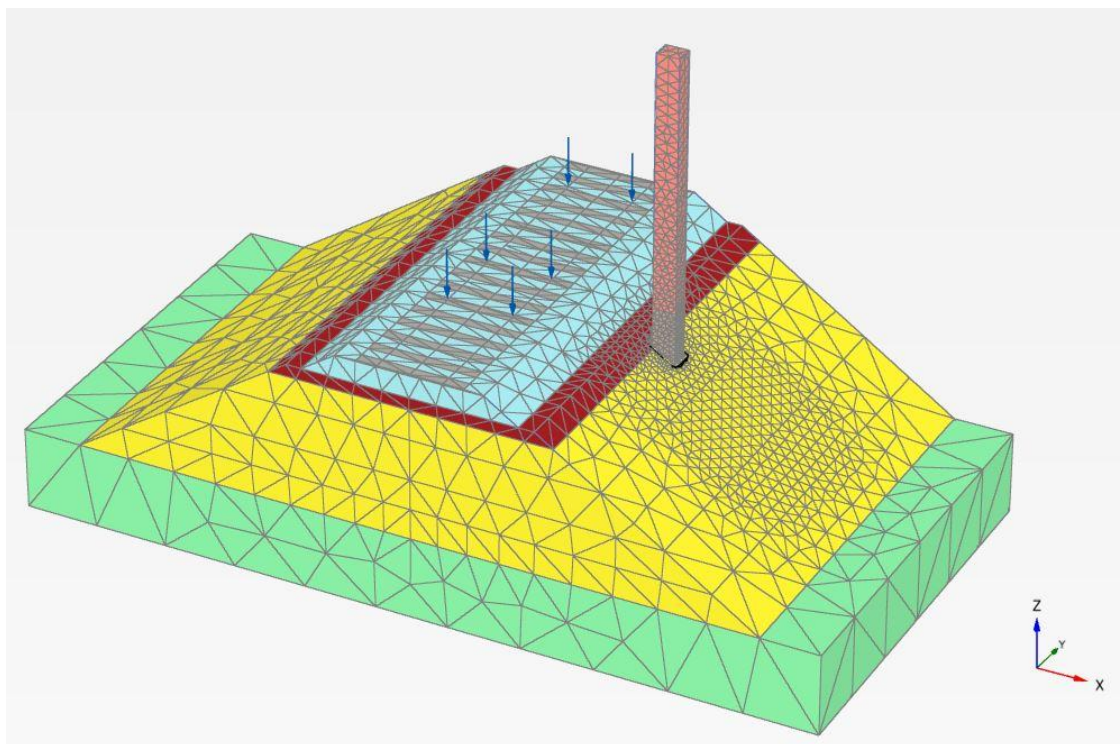
Geometriamallin lähtökohtana on mallintaa korkeassa ratapenkereessä sijaitseva I-pylvään anturallinen perustus ja tutkia perustuksen käyttäytymistä käyttörajatilassa. Tavoitteena on selvittää perustuksen käyttäytymistä sivukuormitustilanteessa sekä juna kuorman vaikutusta perustuksen käyttäytymiseen.

Työssä tarkasteltavan ratapenkereen korkeus oli yhteensä 4,6 metriä. Tukikerroksen paksuus oli 550 mm, välikerroksen paksuus 300 mm ja eristyskerroksen paksuus 3250 mm. Ratapenkereen leveydeksi valittiin 6000 mm ja penkereen luiskakaltevuus oli 1:1,5. Laskentamallissa ratapenkereen pituus oli 10 metriä ja perustus sijoitettiin mallin

keskelle. Plaxis-malli on esitetty kuvassa 7.3 ja mallin elementtiverkko kuvassa 7.4. Perustuksen ympäristössä käytettiin tiheämpää elementtiverkkoa kuin mallin reunaosilla.



Kuva 7.3. Plaxisiin mallinnettu ratapenger ja anturallinen perustus.



Kuva 7.4. Plaxis-mallin elementtiverkko.



### Mallinnettavan perustuksen valinta

Tarkasteltavaksi perustukseksi valittiin luvussa 3.4 esitellyn eurokoodin osavarmuuslukumenetelmän DA2\* mukaisesti nykyisten suunnitteluoletusten mukaan mitoitettu perustus. Perustus mitoitettiin ominaisarvoltaan 45 kNm tyvimomentille. Kuormitus vastaa yhtä tyypillistä I-pylvään kuormitustapausta. Kuormitustiedot on esitetty taulukossa 7.1. Taulukossa esitetyt kuormat vaikuttavat perustuksen ja pylvään liitoskohdassa. Momenttien ja vaakasuuntaisten kuormien vaikutussuunta on penkereen alaluiskaan päin. Ratapenkereen geoteknisinä parametreina käytettiin tyypillisiä ratapenkereen materiaaliarvoja. Luiskän vaikutus perustuksen kantokestävyyteen otettiin huomioon Sillan geoteknisen suunnitteluohjeen mukaan yhtälöllä 3.54. Luiskän kaltevuus ja perustussyvyys laskettiin kuvan 3.11a mukaan. Pohjaveden tason oletettiin olevan pohjamaassa eikä sen oletettu vaikuttavan perustukseen. Perustuksen mitoituksessa käytetyt maan parametrit on esitetty taulukossa 7.2. Suunnitteluoletuksena perustusta kuormitti radasta pois päin sivukuormituksen lisäksi Rautatien pylväsperustusten suunnitteluohjeen luonnosversion (Ratahallintokeskus 2009) mukaisesti aktiivinen maanpaine yksinkertaiselta peruspilarin leveydeltä. Perustusta mitoitettaessa junakuorman ei erikseen oletettu kuormittavan perustusta. Perustuksen mitat ja sijainti ratapoikkileikkauksessa on esitetty kuvassa 7.5. Perustuksen etäisyys radasta valittiin RATO5:ssä annettujen etäisyysvaatimusten mukaisesti.

*Taulukko 7.1. I-pylvään tyypiperustuksen mitoituksessa käytetyt kuormitusarvot.*

<b>Tyvimomentti</b> [kNm]	<b>M<sub>g</sub></b> [kNm]	<b>M<sub>q</sub></b> [kNm]	<b>F<sub>g</sub></b> [kN]	<b>F<sub>q</sub></b> [kN]	<b>X<sub>F</sub></b> [m]	<b>V<sub>g</sub></b> [kN]	<b>V<sub>q</sub></b> [kN]
45	25	20	4,1	3,2	6,2	10	0

M<sub>g</sub> on pysyvä momentti

M<sub>q</sub> on muuttuva momentti

F<sub>g</sub> on pysyvä vaakakuorma

F<sub>q</sub> on muuttuva vaakakuorma

X<sub>F</sub> on vaakakuorman etäisyys perustuksen ja pylvään liitoskohdasta

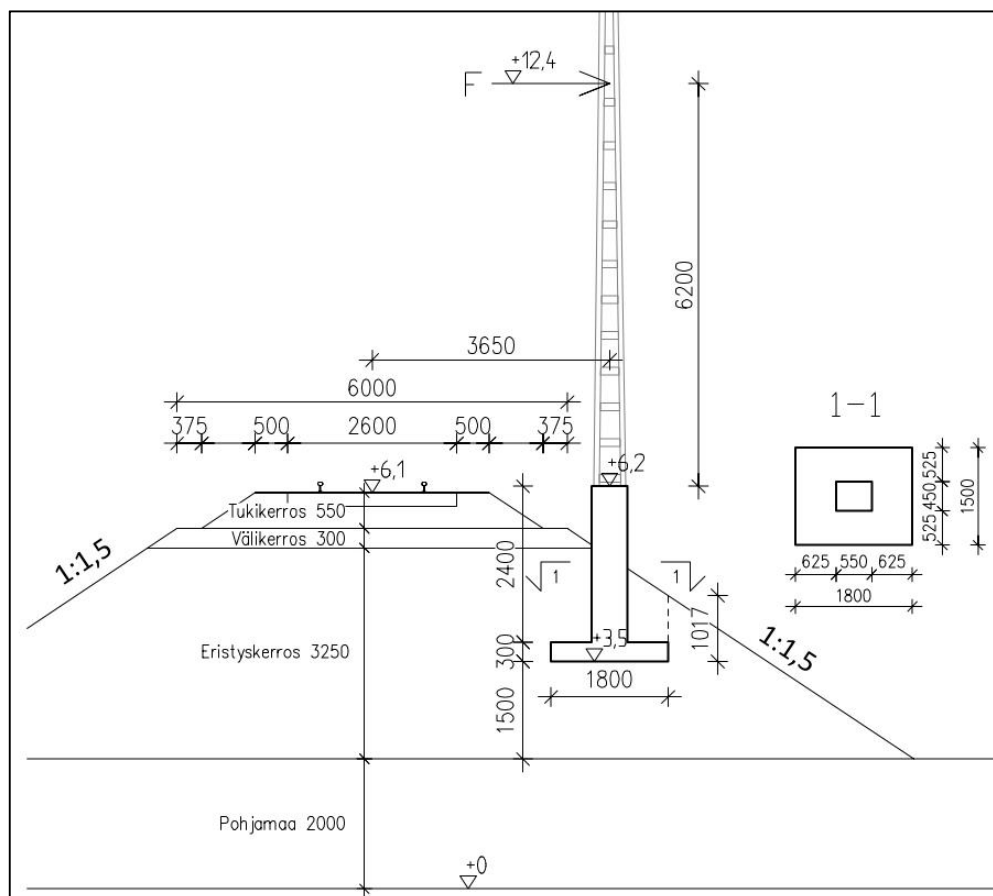
V<sub>g</sub> on pysyvä pystykuorma

V<sub>q</sub> on muuttuva pystykuorma

*Taulukko 7.2. Tyypiperustuksen mitoituksessa käytetyt ratapenkereen ja perustuksen materiaaliarvot.*

<b>Maan tilavuuspaino</b> [kN/m <sup>3</sup> ]		<b>Betonin tilavuuspaino</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	<b>Maan leikkauskestävyyskulma</b> [°]		<b>Maan koheesio</b> [kPa]		<b>Luiskän kaltevuus</b>		<b>Luiskän pienennyskerroin</b>
γ <sub>yp</sub>	γ <sub>ap</sub>	γ <sub>bet</sub>	φ <sub>yp</sub>	φ <sub>ap</sub>	c <sub>yp</sub>	c <sub>ap</sub>	1:X	[°]	g
20	20	25	38	38	0	0	1:1,5	33,7	0,132





Kuva 7.5. Plaxis-mallinnuksen ratapengermallin ja perustuksen mitat.

### **Radan rakenteet ja junakuorma**

Plaxis-mallinnuksessa ratapenger mallinnettiin Hardening soil -materiaalimallia käyttäen. Eristyskerroksena käytettiin kolmea erilaista materiaalia, hienoa hiekkaa, karkeaa hiekkaa ja kalliomursketta. Mallin yksinkertaistamisen vuoksi pohjamaa mallinnettiin lineaarisesti elastisena materiaalina. Ratapenkereen HS-mallin parametreiksi valittiin Tampereen teknillisellä yliopistolla tehdyssä tutkimuksessa *Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys* (Kalliainen et al. 2014) esitettyjä ratapenkereen materiaaliarvoja. Ratapenkereen materiaaliominaisuudet on esitetty taulukossa 7.3.

Ratapölkkyt mallinnettiin lineaarisesti elastisella materiaalimallilla K60-betonin lujuusarvoilla. Ratakiskot mallinnettiin sauvaelementteinä 60E1-ratakiskon poikkileikkäus- ja lujuusarvoilla. Ratapölkkyjen k/k-väli oli mallissa 0,61 metriä. Ratapölkkyjen ja kiskojen parametriarvoina käytettiin Vinterin (2015) diplomityössään esittämiä arvoja (Vinter 2015, s. 63). Ratapölkkyjen materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 7.4 ja ratakiskon materiaaliparametrit taulukossa 7.5. Mallin yksinkertaistuksen vuoksi ratapölkkyjen ympärillä ei käytetty rajapintaelementtejä. Vinter toteaa, ettei rajapintaelementin arvolla ole merkittävää vaikutusta ratapenkereen jännityksiin ja siirtymiin, kun junakuorma koostuu vain pystysuorasta komponentista (Vinter 2015, s. 83).

Taulukko 7.3. Ratapenkereen materiaaliparametrit Plaxis-mallissa.

	Kerros	Tuki-kerros	Välikerros, KaM	Penger, hieno Hk	Penger, karkea Hk	Penger, KaM	Pohjamaa	Yksikkö
	Malli	HS	HS	HS	HS	HS	LE	
	Tyyppi	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma_{\text{unsat}}$	20	20	20	20	20	20	kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{sat}}$	23	23	23	23	23	20	kN/m <sup>3</sup>
Vedenläpäisevyys	$K_x$	1	1	1	1	1	1	m/day
	$K_y$	1	1	1	1	1	1	m/day
	$K_z$	1	1	1	1	1	1	m/day
Jäykkyysparametrit	$E_{50}^{\text{ref}}$	250000	250000	65000	140000	170000	-	kPa
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	210000	210000	65000	137000	145000	-	kPa
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	500000	500000	130000	280000	340000	-	kPa
	$E$	-	-	-	-	-	120000	kPa
	$m$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	-	-
	$v/v_{\text{ur}}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-
	$p^{\text{ref}}$	100	100	100	100	100	-	kPa
	$K_0^{\text{nc}}$	0,300	0,300	0,455	0,384	0,300	-	-
Lujuusparametrit	$c_{\text{ref}}$	20	10	5	10	10	-	kPa
	$\phi'$	45	45	33	38	45	-	°
	$\Psi$	10	5	3	5	5	-	°
	$c_{\text{increment}}$	0	0	0	0	0	-	kN/m <sup>3</sup>
	$y_{\text{ref}}$	0	0	0	0	0	-	m
	$R_f$	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	-	-

Taulukko 7.4. Parametrit ratapölkylle Plaxis-laskennassa. (Vinter 2015, s. 63)

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Materiaalimalli		Linear elastic	
Materiaalin tyyppi	-	non-porous	-
Tilavuuspaino	$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli	$E$	39 000 000	kN/m <sup>2</sup>
Poissonin luku	$\nu$	0,2	-

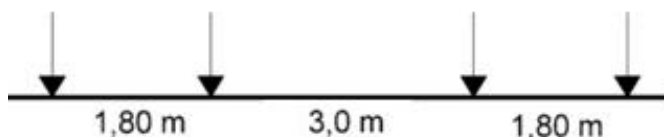
Taulukko 7.5. Parametrit sauvaelementtinä mallinnetulle rataiskolle. (Vinter 2015, s. 63)

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Poikkipinta-ala	$A$	0,008	m <sup>2</sup>
Tilavuuspaino	$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli	$E$	210 000 000	kN/m <sup>2</sup>
Jäyhyysmomentti	$I_3$	$3,038 \cdot 10^{-5}$	m <sup>4</sup>
Jäyhyysmomentti	$I_2$	$5,123 \cdot 10^{-6}$	m <sup>4</sup>

$I_3$  on jäyhyysmomentti pystysuunnassa

$I_2$  on jäyhyysmomentti vaakasuunnassa.

Junakuorma mallinnettiin staattisena kuormituksena käyttäen SFS-EN15528 mukaista vanhojen ratojen mitoittamiseksi tarkoitettua kuormakaaviota E4, jossa akselipainot ovat 25 tonnia. Kuormituksena on tilanne, jolloin perustuksen lähistölle osuu kahden vaunun päätytelit. Yksi akseleista sijoitettiin suoraan perustuksen kohdalle ja muut kolme akselia kuvassa Kuva 7.6 esitettyjen etäisyyksien päähän. 25 tonnin akselikuorma mallinnettiin 125 kN suuruisina pistemäisinä pyöräkuormina kiskoille.



Kuva 7.6. SFS-EN15528 kuormakaavion E4 mukainen kuormitusjärjestely (RATO 3 2013, s. 25 muokattu).

### Anturallisen perustuksen ja pylvään mallinnus

Anturallinen perustus mallinnettiin tilavuuselementtinä lineaarisesti elastisena materiaalina, jolle annettiin betonin materiaaliarvot. Perustuksen ympärille mallinnettiin rajapintaelementit, joiden  $R_{\text{inter}}$ -arvoiksi annettiin  $R_{\text{inter}} = 0,66$ . Koska Plaxis 3D:ssä ei voi antaa momenttikuormitusta tiettyyn pisteeseen, täytyi myös pylväs mallintaa rakenteeseen, jotta vaakakuorman ja momentin suhde perustuksen yläpäässä saatiin vastaamaan todellista tilannetta.

Tilavuuselementtinä mallinnetusta rakenteesta ei saada Plaxiksessa voimasuuretietoja. Dao (2011) esittelee diplomityössään tavan saada taivutusmomenttiarvoja tilavuuselementteinä mallinnetuista pilari- ja palkkirakenteista. Siinä pilarin keskelle mallinnetaan sauvaelementti, jolla on pilarin poikkileikkausarvot, mutta kimmokerroin  $E$  on hyvin pieni ( $10^{-6}$ -kertainen) pilarin kimmokertoimeen nähden. Pienestä kimmokertoimesta johtuen sauvaelementti ei vaikuta perustuksen käyttäytymiseen. Sauvaelementin taivutusmomenttia tarkastellessa Plaxiksen antama taivutusmomentti täytyy kuitenkin kertoa samalla suhdeluvulla, jolla sauvaelementin kimmokerrointa pienennettiin. (Dao 2011, s. 64).

Peruspilarin ja pylvään sisälle mallinnettiin sauvaelementit, joilla oli peruspilarin ja pylvään poikkileikkausarvot, mutta sauvojen tilavuuspainoiksi annettiin  $\gamma = 0$  ja kimmokerroin oli  $10^{-6}$ -kertainen perustuksen kimmokertoimeen nähden. Pylvään poikkileikkausarvoiksi valittiin lopulta sama poikkileikkaus kuin peruspilarilla, koska poikkileikkauksen muutos peruspilarin ja pylvään liitoskohdassa aiheutti ”häiriötä” taivutusmomenttikuvaajaan. Käyttämällä samaa poikkileikkausta taivutusmomenttikuvaaja saatiin normaaliksi. Pylvään tilavuuspaino valittiin niin, että 6,2 metriä korkean pylvään painoksi tuli 10 kN. Taulukoissa 7.6 ja 7.7 on esitetty perustuksen mallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrit.

Taulukko 7.6. Parametrit tilavuuselementtinä mallinnetulle perustukselle.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Materiaalimalli	-	Linear elastic	-
Materiaalin tyyppi	-	non-porous	-
Tilavuuspaino	$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli	$E$	33 000 000	kN/m <sup>2</sup>
Poissonin luku	$\nu$	0,2	-
Rajapinta-arvo	$R_{\text{inter}}$	0,66	-

Taulukko 7.7. Parametrit peruspilarin sisälle mallinnetulle sauvaelementille.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Poikkipinta-ala	A	0,2475	m <sup>2</sup>
Tilavuuspaino	$\gamma$	0	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli	E	33	kN/m <sup>2</sup>
Jäyhyysmomentti	I <sub>3</sub>	$6,239 \cdot 10^{-3}$	m <sup>4</sup>
Jäyhyysmomentti	I <sub>2</sub>	$4,177 \cdot 10^{-3}$	m <sup>4</sup>

I<sub>3</sub> on jäyhyysmomentti rataa vastaan kohtisuorassa suunnassa

I<sub>2</sub> on jäyhyysmomentti radan suunnassa.

### 7.3.2 Mallinnuksen kulku

Laskentamalli rakennettiin ja laskenta suoritettiin vaiheittain. Hardening soil -materiaalimallin ominaisuuksien vuoksi käytettiin junakuormaa radan päällä viisi kertaa ennen varsinaisia kuormitustarkasteluja. Materiaalimallissa tapahtuu materiaalin myötölujittumista ensimmäisillä kuormituskerroilla ja tämä lujittuminen saattaa vääristää jännitys- ja muodonmuutostuloksia ensimmäisillä kuormituskerroilla. Pihlajamäki (2012, s. 41) toteaa diplomityössään ettei rakenteessa tapahtu viiden kuormituskerran jälkeen enää merkittäviä muutoksia jännityksissä tai muodonmuutoksissa. Sivukuormitustarkastelut tehtiin käyttörajatilan kuormille. Sivukuormituksena käytettiin taulukossa 7.1 esitettyjen vaakasuuntaisten kuormien ominaisarvoja. Sivukuormitustilanteessa perustusta kuormitti siten 7,3 kN vaakasuuntainen kuorma 6,2 metrin etäisyydellä perustuksen yläpäästä. Taulukossa 7.8 on esitetty ratapenkereen rakennusvaiheet sekä tehdyt kuormitustapaustarkastelut.

Anturallisen perustuksen mallinnus tehtiin ainoastaan käyttörajatilan sivukuormituksella. Murtotilanteen mallinnus kasvattamalla sivukuormitusta, kunnes maapohja murtuu ei onnistunut Plaxis3D:llä. Syitä murtomallinnuksen epäonnistumiseen 3D-mallinnuksessa on pohdittu tarkemmin luvussa 7.3.4.

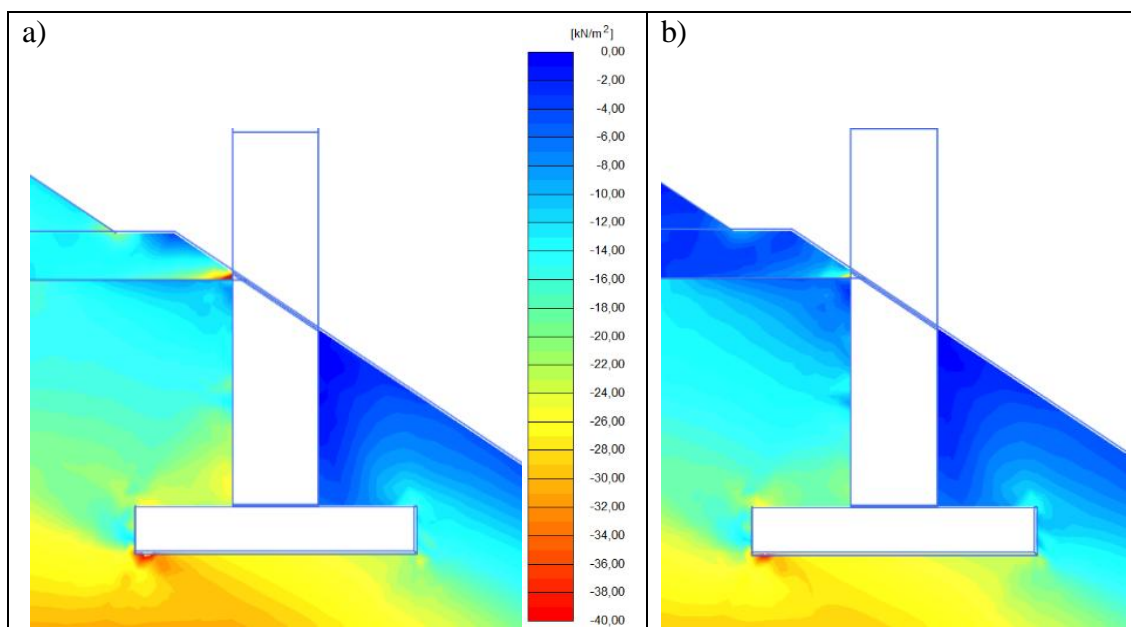
Taulukko 7.8. Ratapenkereen rakennusvaiheet ja kuormitustapaustarkastelut.

Rakennusvaihe/ kuormitustapaus	Phase	Start From	Calculation type	Loading input
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned
Eristyskerros 1	1	0	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 2	2	1	Plastic	Staged Construction
Perustus	3	2	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 3	4	3	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 4	5	4	Plastic	Staged Construction
Välikerros	6	5	Plastic	Staged Construction
Tukikerros + pölkyt	7	6	Plastic	Staged Construction
Kiskot + pylväs	8	7	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 1	9	8	Plastic	Staged Construction
Palautus 1	10	9	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 2	11	10	Plastic	Staged Construction
Palautus 2	12	11	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 3	13	12	Plastic	Staged Construction
Palautus 3	14	13	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 4	15	14	Plastic	Staged Construction
Palautus 4	16	15	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 5	17	16	Plastic	Staged Construction
Palautus 5	18	17	Plastic	Staged Construction
Ei junakuorma, sivu- kuormitus luiskaan	19	18	Plastic	Staged Construction
Ei junakuormaa, sivu- kuormitus rataan	20	18	Plastic	Staged Construction
Junakuorma, sivu- kuormitus luiskaan	21	17	Plastic	Staged Construction
Junakuormaa, sivu- kuormitus rataan	21	17	Plastic	Staged Construction

### 7.3.3 Junakuorman vaikutus anturalliseen perustukseen

#### Junakuorman vaikutus jännityksiin perustuksen ympäristössä

Ratapenkereen vaaka- ja pystysuuntaiset jännitykset ilman sivukuormitusta on esitetty kuvissa 7.7 ja 7.8. Kuvissa on esitetty jännitykset ilman junakuormaa ja junakuorman kanssa.

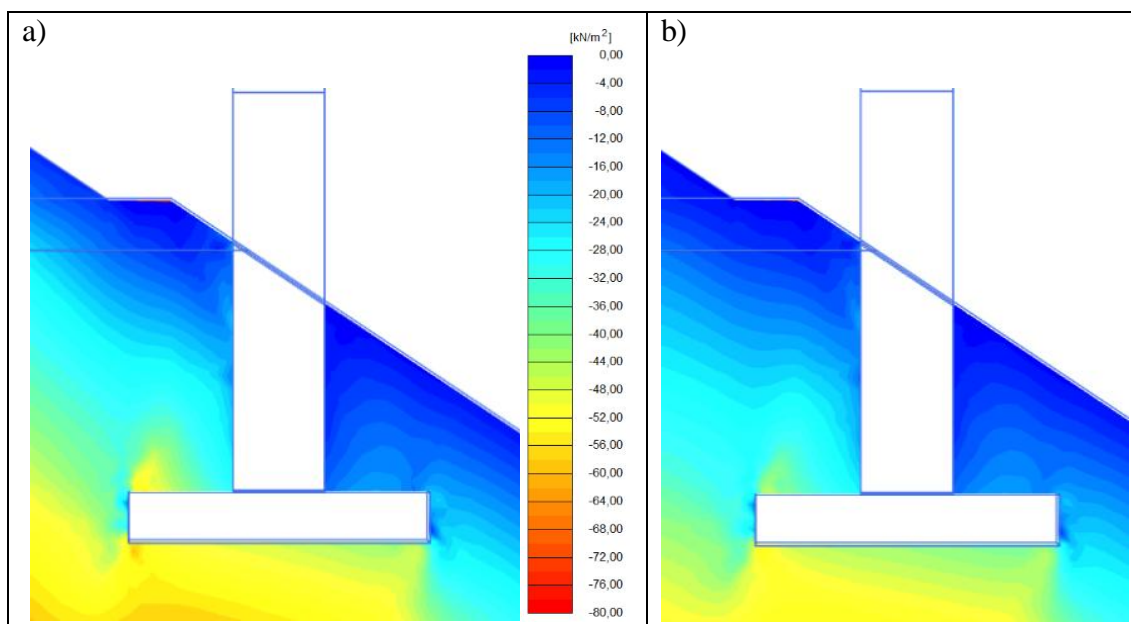


Kuva 7.7. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,
- b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa

Kuvasta 7.7 nähdään, että junakuorma kasvattaa vaakajännitystä peruspilarin vierellä radan puolella peruspilaria. Peruspilarisiin kohdistuva vaakajännityksen kasvu kuormittaa perustusta luiskaan päin sekä aiheuttaa peruspilarille taivutusrasitusta. Junakuorma ei näytä vaikuttavan vaakasuuntaisiin jännityksiin peruspilarin luiskaan puolella. Lisäksi kuvasta nähdään ero vaakajännitysten suuruudessa peruspilarin eri puolilla, joten maanpaine kuorma ja junakuorma aiheuttavat rasitusta peruspilarille kun perustusta maanpaine kuorma ja junakuorma.

Välikerroksen ja eristyskerroksen rajapintaan lähelle peruspilaria muodostuvajännityspiikki johtuu Plaxis-mallin ominaisuuksista ja väli- ja eristyskerroksen jäykkyysominaisuuksien suurista eroista hienosta hiekasta rakennetulla eristyskerroksella.

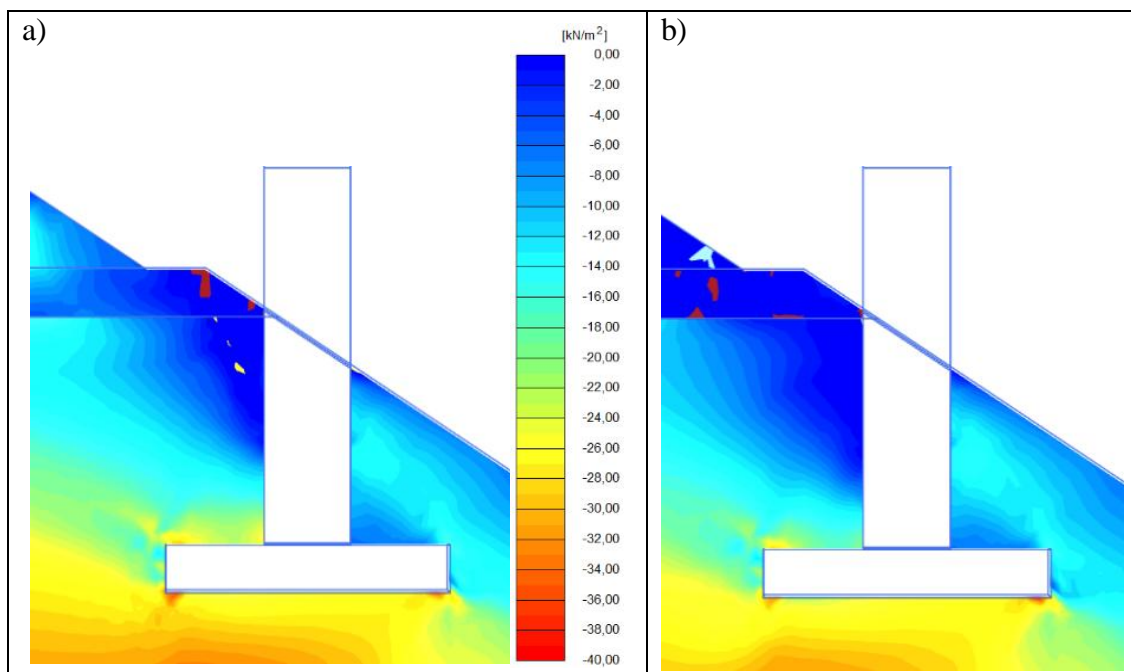


Kuva 7.8. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,
- b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman junakuormaa.

Kuvasta 7.8 nähdään, että kuormitustilanteessa, jossa sivukuormitus ei vaikuta perustukseen, jakautuvat pystyjännitykset perustuksen alla suhteellisen tasaisesti. Anturan radanpuoleisen reunan alle muodostuu hieman suuremmat pystyjännitykset, kuin luis-kan puolelle. Junakuorma kasvattaa pystyjännityksiä anturalaatan ympäristössä etenkin anturan radan puoleisella reunalla. Anturan yläpuolella pystyjännitykset kasvavat radan puolella junakuorman vaikutuksessa, mutta peruspilarin luis-kan puolella ei ole havait-  
vissa vastaavaa muutosta pystyjännityksissä. Junakuorma vaikuttaa siis perustuksen anturaosaan painamalla sitä radan puolelta ja aiheuttamalla perustukselle kiertymää ra-  
dan suuntaan.

Ratapenkereen vaaka- ja pystysuuntaiset jännitykset sivukuormituksen vaikuttaessa on esitetty kuvissa 7.9 ja 7.10. Kuvissa on esitetty jännitykset ilman junakuormaa ja juna-  
kuorman kanssa.

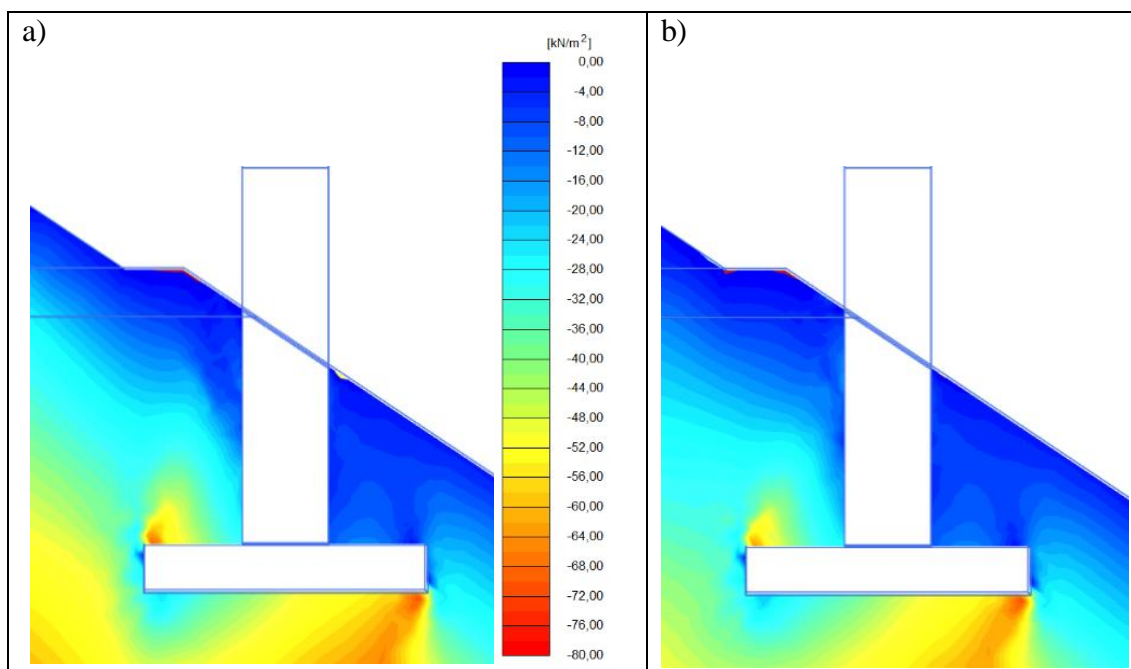


Kuva 7.9. Sivukuormitus luiskaan, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
 b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa

Kuvasta 7.9 nähdään, että sivukuormituksen vaikuttaessa ovat vaakasuuntaiset jännitykset peruspilarin radan puolella pieniä yli puoliväliin peruspilaria. Mallinnuksen sivukuormitus on ollut taulukon 7.1 mukainen eli 7,2 kN vaakasuuntainen kuormitus 6,1 m etäisyydellä peruspilarin yläpäästä. Junakuorma lisää vaakasuuntaisia jännityksiä hieman verrattuna tilanteeseen, jossa sivukuormitus vaikuttaa luiskaan päin ilman juna-kuormaa. Näin ollen junakuorma kuormittaa perustuksen pilariosaa hieman myös sivukuormituksen aikana. Sivukuormituksen vaikutuksesta peruspilarin yläosa näyttää irttoavan penkereestä eikä maanpaine aiheuta vaakasuuntaista rasiutusta peruspilarin yläosaan. On kuitenkin huomattava, että junakuorma on mallinnettu staattisena kuormituksena eikä junan aiheuttamaa tärinää ole huomioitu kuormituksen mallinnuksessa.





Kuva 7.10. Sivukuormitus luiskaan, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

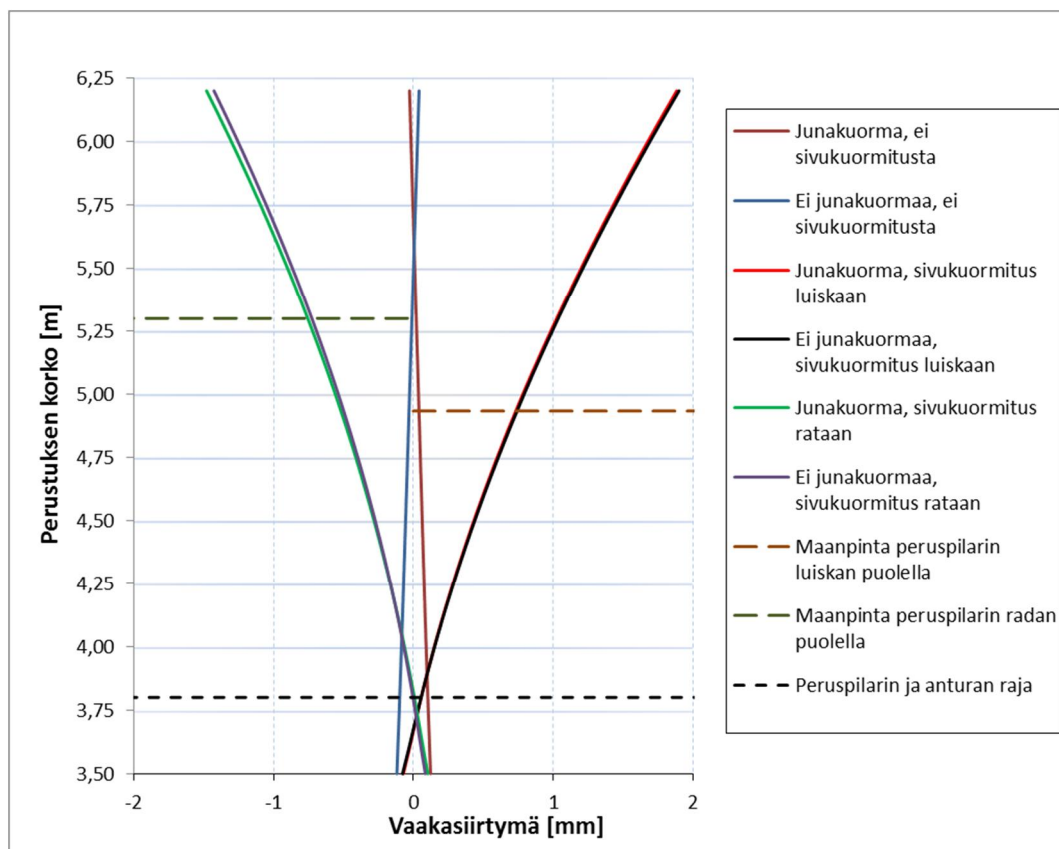
- a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,
- b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman junakuormaa

Kuvasta 7.10 nähdään, että sivukuormitus siirtää pystysuuntaisten jännitysten huippukohtaan anturan luiskan puoleiselle reunalle. Junakuorma kasvattaa pystyjännityksiä anturan radan puolella, joten junakuorman vaikutus perustuksen käyttäytymiseen on perustusta vakauttava, jos sivukuormitus tapahtuu luiskan suuntaan.

Vastaavat jännitystilakuvat karkeasta hiekkapenkereestä ja kalliomurskepenkereestä on esitetty liitteissä 4 ja 5. Myös näillä pengermateriaaleilla havaittiin samat ilmiöt junakuorman vaikutuksesta kuin hienolla hiekkapenkereellä.

### **Junakuorman vaikutus perustuksen siirtymiin**

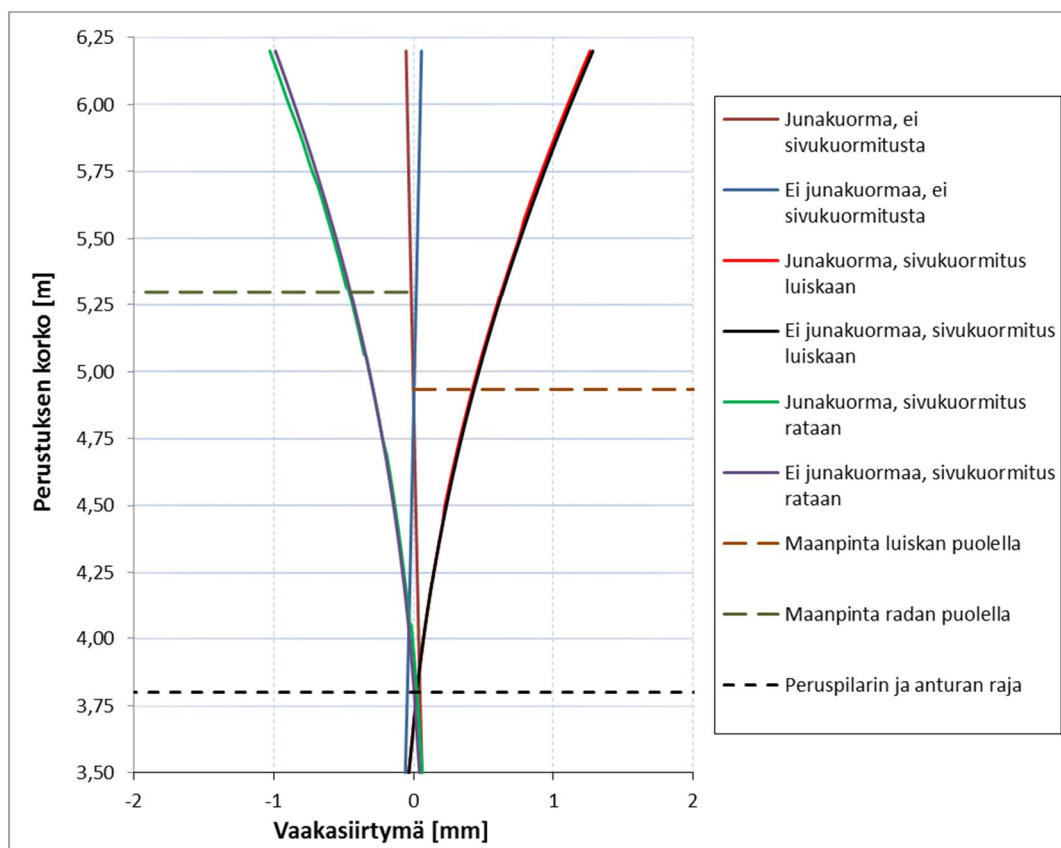
Perustuksen vaakasuuntaiset siirtymät hienohiekkaisessa ratapenkereessä perustuksen keskilinjan kohdalla eri kuormitustapauksilla on esitetty kuvassa 7.11. Kuvassa esitettävät siirtymät ovat kuormitusvaiheen aikana tapahtuvia siirtymiä eikä niissä ole mukana penkereen rakennusvaiheen aikana perustukselle aiheutuvia siirtymiä.



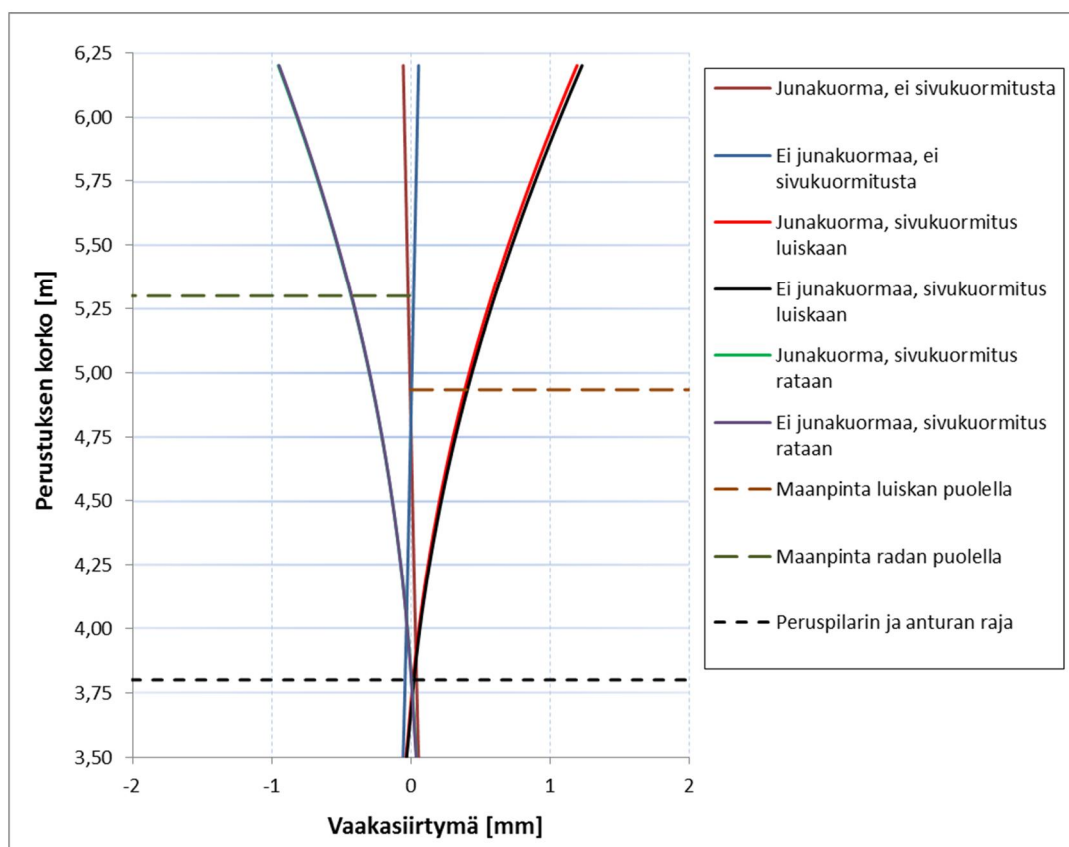
Kuva 7.11. Penger materiaali hieno hiekka, anturaperustuksen vaakasuuntaiset siirtymät perustuksen keskellä eri kuormitustilanteilla.

Kuvasta 7.11 nähdään, että junakuorma aiheuttaa perustukselle vaakasuuntaisia siirtymiä rataan päin. Plaxis-mallinnuksen perusteella syntynyt siirtymä on kuitenkin millimetrin osia eli junakuorman vaikutus perustuksen vaakasuuntaisiin siirtymiin on merkityksetön. Plaxis-mallinnuksessa perustuksen yläpään vaakasuuntainen siirtymä oli alle 2 mm luiskaan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa. Mallinnettavan perustuksen koko ja perustussyvyys oli valittu analyyttisen mitoituksen pohjalta, jossa kuormitustapauksena oli taulukon 7.1 mukainen kuormitus. Perustuksen analyyttisessä mitoituksessa käytetyt materiaaliparametrit vastasivat enemmän karkean hiekkapenkereen parametreja, kun taas kuvan 7.11 penger materiaalina on hieno hiekka. Plaxis-mallinnuksella saatavat perustuksen yläpään siirtymät ovat todella pienet verrattuna taulukossa 2.2 esitettyyn vaakasiirtymän raja-arvoon, joka on 10 mm suuruinen. Perustuksen kiertokeskiö sivukuormituksen aikana muodostuu hienossa hiekkapenkereessä Plaxis-mallinnuksessa hieman peruspilarin ja anturan liitoskohdan alapuolelle.

Perustuksen vaakasuuntaiset siirtymät eri kuormitustapauksilla ratapenkereessä, jonka materiaaliksi on mallinnettu karkea hiekka, on esitetty kuvassa 7.12. Vastaavat vaakasiirtymät kalliomurskepenkereessä on esitetty kuvassa 7.13. Kuvissa esitettävät siirtymät ovat kuormitusvaiheen aikana tapahtuvia siirtymiä eikä niissä ole mukana penkereen rakennusvaiheen aikana perustukselle aiheutuvia siirtymiä.



Kuva 7.12. Penger materiaali karkea hiekka, anturaperustuksen vaakasuuntaiset siirtymät perustuksen keskellä eri kuormitustilanteilla.



Kuva 7.13. Penger materiaali kalliomurske, anturaperustuksen vaakasuuntaiset siirtymät perustuksen keskellä eri kuormitustilanteilla.

Kuvista 7.12 ja 7.13 nähdään, että siirtymät ovat jäykemmillä pengermateriaaleilla vielä pienemmät kuin hienolla hiekalla. Karkealla hiekkapenkereellä, jonka lujuusominaisuuksien pitäisi vastata eniten olosuhteita, joille mallinnettava perustus mitoitettiin analyttisesti on perustuksen yläpään vaakasiirtymä noin 1,2 mm. Junakuorman vaikutus perustuksen siirtymiin on merkityksettömän pieni. Junakuorma aiheuttaa pienen siirtymän rataa päin kaikilla kuormitustapauksilla.

Peruspilarin yläpään kumulatiiviset siirtymät koko rakennusvaiheen aikana on esitetty taulukossa 7.9. Taulukon arvoissa positiiviset suunnat ovat pystysuunnassa ylöspäin ja vaakasuunnassa luiskaan päin. Kuvissa 7.11–7.13 esitetyt siirtymät kuormitustapauksittaiset siirtymät tulevat taulukon 7.9 siirtymien päälle.

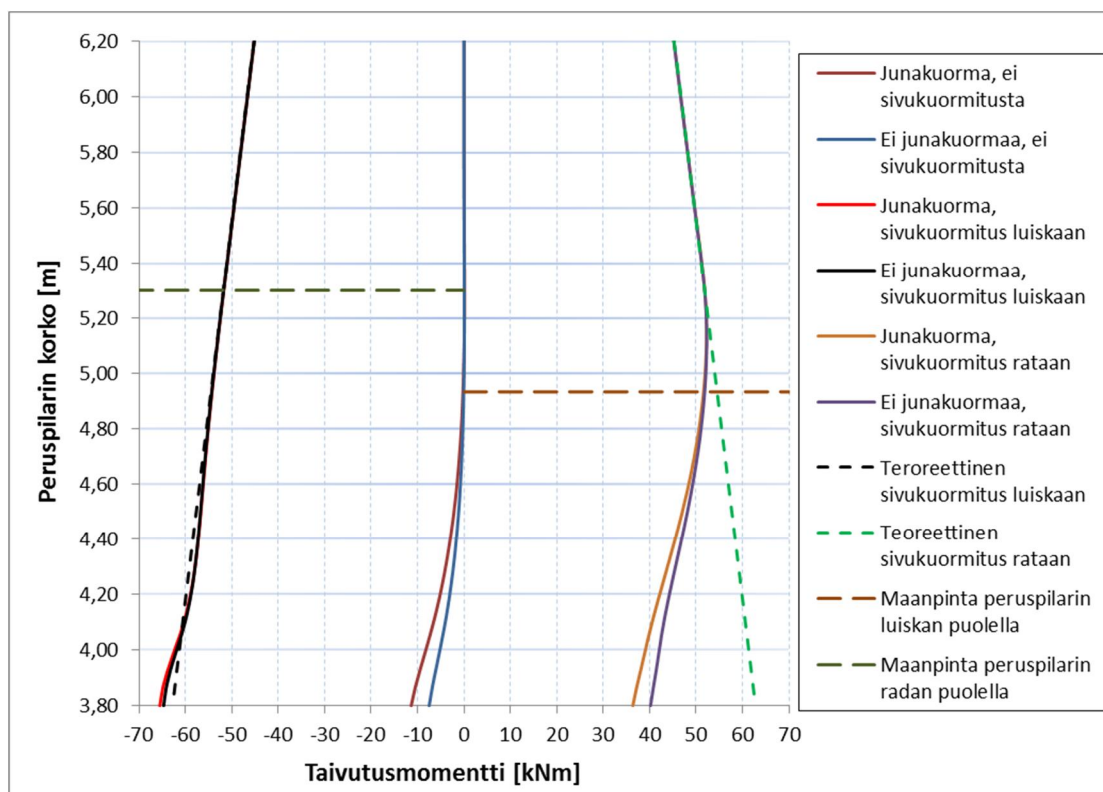
*Taulukko 7.9. Anturaperustuksen peruspilarin yläpään kumulatiiviset siirtymät perustuksen rakennusvaiheen aikana.*

Pengermateriaali	Vaakasiirtymä $u_x$ [mm]	Pystysiirtymä $u_z$ [mm]
Hieno hiekka	-1,0	-3,7
Karkea hiekka	-0,6	-2,0
Kalliomurske	-0,5	-1,8

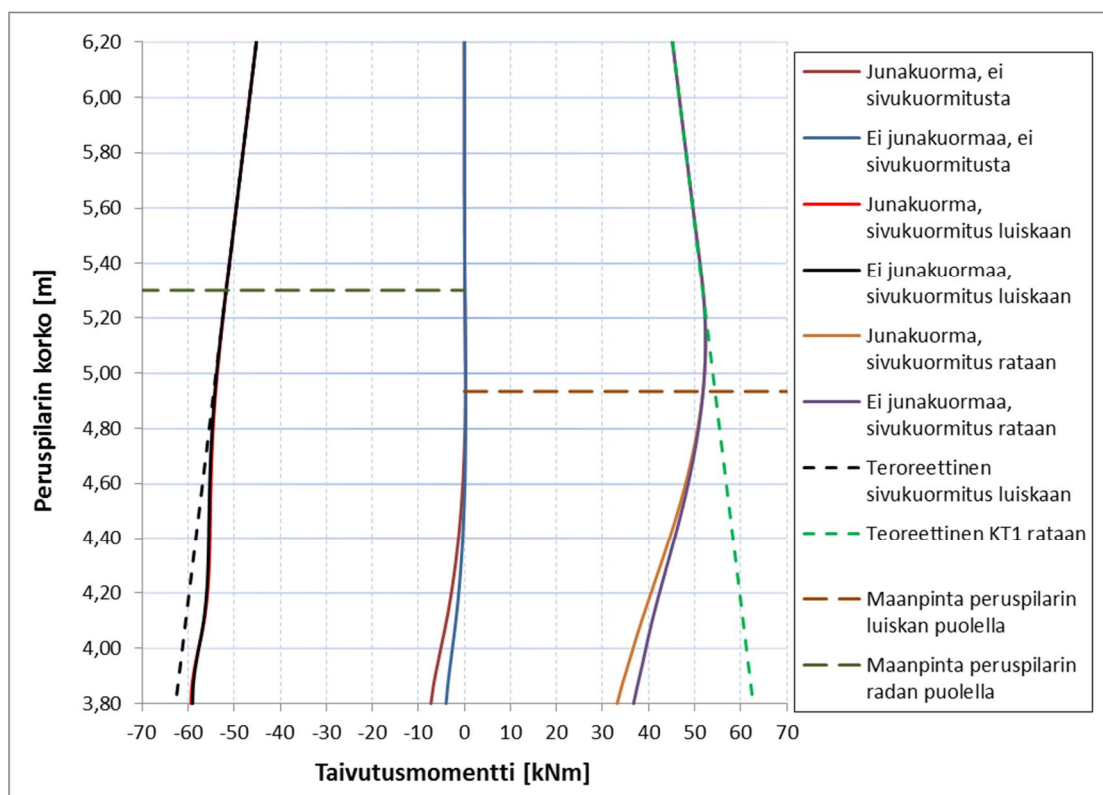
Taulukosta 7.9 nähdään, että Plaxis-mallinnuksella saatavat siirtymät ovat erittäin pienet. Perustuksen pystysiirtymät syntyvät rakennusvaiheen sekä ensimmäisten junakuormitusten aikana. Perustuksen rakennusvaiheen ja ensimmäisten junakuormituskertojen jälkeen ei perustukselle syntynyt käytännössä merkittäviä pystysuuntaisia siirtymiä. Plaxis-mallinnuksessa saadut kuormitustilannekohtaisten pystysiirtymien suuruusluokka oli millimetrin osia. Rakennusvaiheen aikana syntyvät vaakasuuntaiset siirtymät syntyvät lähinnä koko ratapenkereen painumisen seurauksena. Penger painuu junakuorman vaikutuksesta enemmän penkereen keskiosalla kuin reunoilla, mikä kallistaa perustusta hieman rataa päin. Kokonaisuudessaan Plaxis-mallinnuksella saatavat siirtymät ovat erittäin pienet. Jos perustuksen kokonaissiirtymiä verrataan taulukon 2.2 raja-arvoihin, ei 10 mm vaakasiirtymä tai ajolangan 5 mm pystysiirtymä ylitä millään pengermateriaalilla.

### **Junakuorman vaikutus perustuksen taivutusrasitukseen**

Mallinnetun perustuksen peruspilarin taivutusmomentit eri kuormitustilanteilla on esitetty eri ratapengermateriaaleilla kuvissa 7.14–7.16. Kuvissa on esitetty luiskaan päin ja rataa päin tapahtuvan sivukuormituksen aiheuttamat taivutusmomentit junakuorman vaikutuksella ja ilman. Kuvissa on myös esitetty pelkän junakuorman ja maanpaineen aiheuttamat taivutusmomenttirasitukset peruspilarille. Sivukuormitustilanteisiin on piirretty vertauksena teoreettinen sivukuormituksen aiheuttama taivutusmomentti. Vertaamalla Plaxiksen antamia taivutusmomenteja vaakakuorman ja momenttivarren aiheuttamaan teoreettiseen momenttiin, voidaan päätellä sivukuormituksen, junakuorman ja maanpaineekuormien yhteisvaikutusta peruspilarin taivutusrasitukseen. Kuviin on lisäksi piirretty maanpinnan taso peruspilarin molemmilla puolilla. Kuvien pystykoordinaattien alaraja on anturan ja peruspilarin liitoskohdassa.

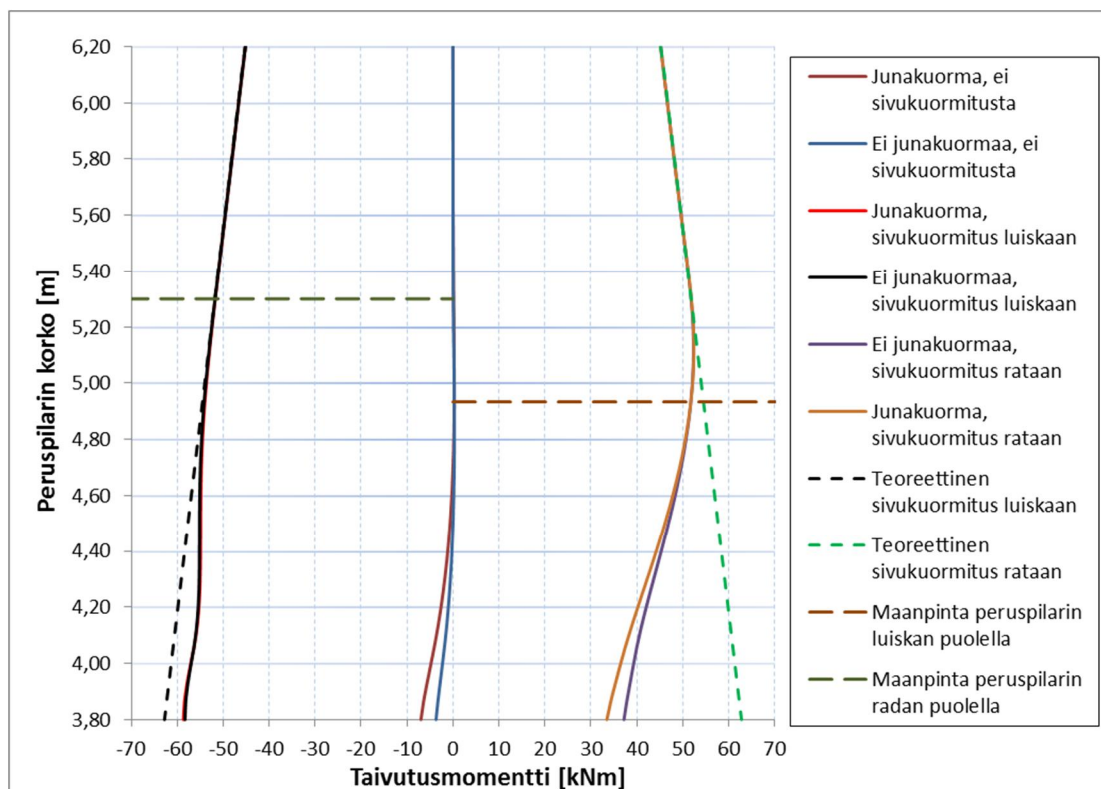


Kuva 7.14. Pengermateriaali hieno hiekka, anturaperustuksen peruspilarin taivutusmomentit eri kuormitustilanteilla.



Kuva 7.15. Pengermateriaali karkea hiekka, anturaperustuksen peruspilarin taivutusmomentit eri kuormitustilanteilla.





Kuva 7.16. Penger materiaali kalliomurske, anturaperustuksen peruspilarin taivutusmomentit eri kuormitustilanteilla.

Kaikista taivutusmomenttikuvista nähdään, että maanpaine ja junakuorma aiheuttavat peruspilarille taivutusrasitusta. Maanpaineesta johtuva taivutusmomentti anturan ja peruspilarin liitoskohdassa on ratapenger materiaalista riippuen noin 4...7 kNm. Junakuorman aiheuttama lisä taivutusmomenttiin on alle 5 kNm, kun sivukuormitus ei vaikuta perustukseen. Sivukuormituksen vaikuttaessa luiskaan päin, ei junakuorma aiheuta enää merkittävää lisämomenttia peruspilarille. Kun verrataan Plaxiksen luiskaan päin tapahtuvan sivukuormituksen aiheuttamaa momenttia teoreettiseen sivukuormituksen aiheuttamaan momenttiin, huomataan, että hienolla hiekalla taivutusmomentti on vain hieman suurempi kuin teoreettinen momentti ja jäykemmillä pengermateriaaleilla Plaxiksesta saatava momentti on teoreettista momenttia pienempi. Tästä voidaan päätellä, että sivukuormituksen aikana luiskaa puoleinen penger alkaa tukea peruspilaria ja kumoaa siten junakuorman ja yläluiskaa maanpaineen aiheuttamaa rasitusta. Luiskaan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa suurin taivutusrasitus kohdistuu peruspilarin ja anturan liitoskohtaan. On kuitenkin huomioitava, että junakuorma on mallinnettu staattisena kuormana eikä mahdollista dynaamista vaikutusta ole otettu huomioon.

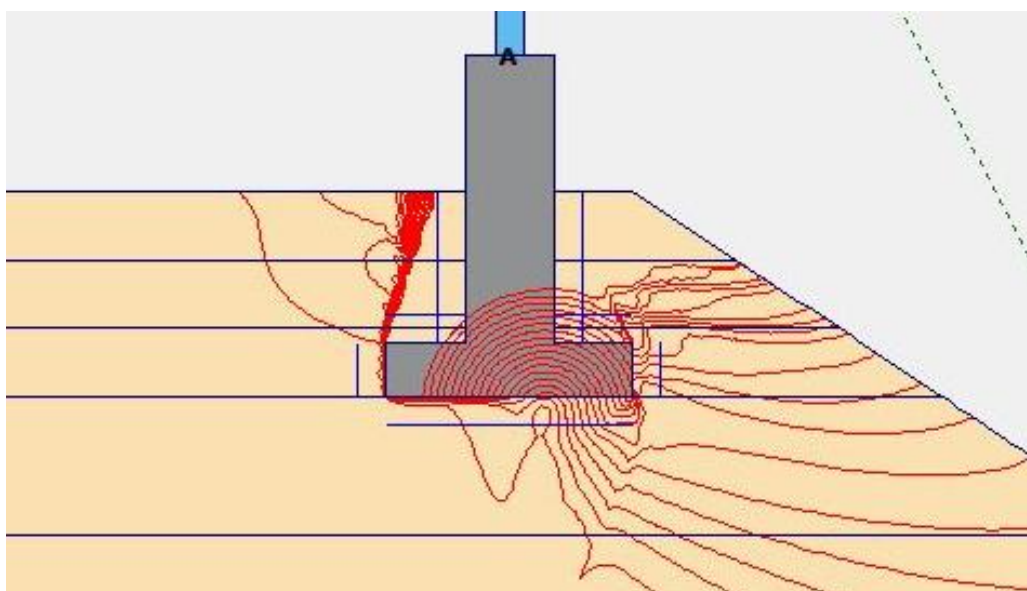
Rataan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa penkereen tukeva vaikutus tulee selkeästi esille. Sen lisäksi, että yläluiskaa aiheuttama maanpaine ja junakuorma kuormittavat perustusta vastakkaiseen suuntaan kuin sivukuormitus, tukee ratapenger perustusta. Johdun penkereen suuresta tukevasta vaikutuksesta, syntyy rataan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa taivutusmomentin ääriarvo peruspilarin keskelle lähelle maanpinnan tasoa.

### 7.3.4 Sivukuormitetun anturaperustuksen murtomekanismi

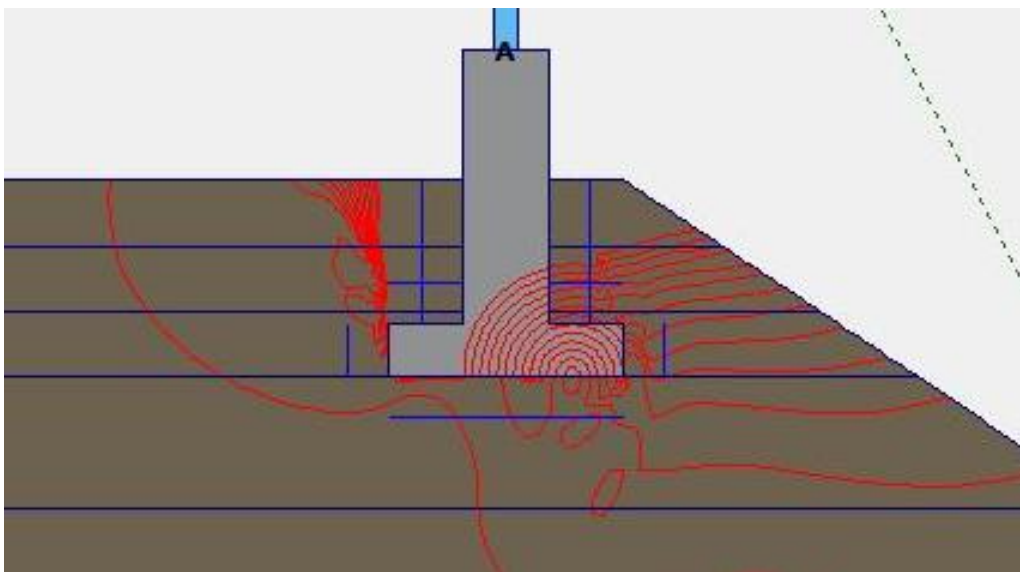
Perustuksen murren mallintaminen sivukuormittamalla ei onnistunut Plaxis 3D:llä, vaan ohjelma jäi iteroimaan murtotilannetta eikä lopullista maan murtoa tapahtunut pitkään laskenta-ajan jälkeen. Murren ratkaiseminen onnistui kuitenkin Plaxiksen 2D-

versiolla. Syynä murtotilanteen ratkaisemisen vaikeuteen Plaxis 3D:llä on luultavasti anturallisen perustuksen mallin monimutkaisuus kolmiulotteisessa avaruudessa.

Plaxis-mallinnuksessa sivukuormittamalla murtoon kuormitetun perustuksen murtomekanismiksi muodostui kantokestävyysteorioiden liukupintamalleista poikkeava murtumistapa. Sivukuormittamalla murtoon kuormitetun perustuksen murtuminen tapahtuu perustuksen kaatumisena jäykkänä kappaleena anturan etureunan alueen ympäri eikä liukupintamurtumana perustuksen alta kantavuuskaavan oletuksien mukaisesti. Plaxis 2D:llä mallinnettuna sivukuormitetun anturallisen perustuksen murtomekanismiksi muodostui kaatumismurtuma kaatavien voimien ylittäessä pystyssä pitävien voimien suuruuden. Kuvassa 7.17 on esitetty hienossa hiekkapenkereessä ja kuvassa 7.18 kalliomurskepenkereessä olevan perustuksen ympäristössä murtohetkellä tapahtuvat inkrementiaaliset siirtymät. Plaxiksen inkrementiaaliset siirtymät tarkoittavat kahden edellisen laskenta-askeleen välillä syntyneitä suhteellisia siirtymiä. Inkrementaalisten siirtymien avulla voidaan arvioida murtohetkellä syntyvien liukupintojen sijaintia. Kun malliin syntyy liukupinta, nähdään se inkrementaalisten siirtymien tasa-arvokäyrien pakkautumisesta lähekkäin. Tällöin erot siirtymien suuruudessa ovat suuret pienellä alueella ja kohtaan on syntymässä liukupinta.



*Kuva 7.17. Perustuksen inkrementaalisten siirtymien tasa-arvokäyrät murtohetkellä hienossa hiekkapenkereessä Plaxis 2D:llä mallinnettuna.*



Kuva 7.18. Perustuksen inkrementiaalisten siirtymien tasa-arvokäyrät murtohetkellä kalliomurskepenkereessä Plaxis 2D:llä mallinnettuna.

Kuten kuvista 7.17 ja 7.18 nähdään, muodostuu murtohetkellä liukupinta perustuksen takareunasta maan pinnalle. Murtuminen tapahtuu, kun tämä liukupinta muodostuu ja perustuksen kaatavat voimat ylittävät sitä pystyssä pitävien voimien suuruuden. Kolmiulotteisessa tilanteessa liukupintoja muodostuu myös perustuksen sivuille. Syntyvän liukupinnan tarkka sijainti riippuu pengermateriaalin lujuudesta ja perustamissyvyydestä. Liukupinta hakee itselleen helpoimman reitin ylös. Samoin perustuksen kiertokeskiön sijainti murtohetkellä riippuu pengermateriaalin lujuudesta. Jäykemmällä materiaalilla kiertokeskus syntyy lähemmäs etureunaa ja löyhemmällä materiaalilla kiertokeskus on lähempänä perustuksen keskiosaa maan painuessa ja tiivistyessä enemmän etureunan alla. Koska perustuksen murtomekanismi poikkeaa kantavuuskaavan olettamasta liukupintamurtumasta, eivät luvussa 6.1 esitetyt kantavuuskaavalla tehdyt laskelmat ole täysin vertailukelpoisia koekuormitusten murtohetken tuloksiin.

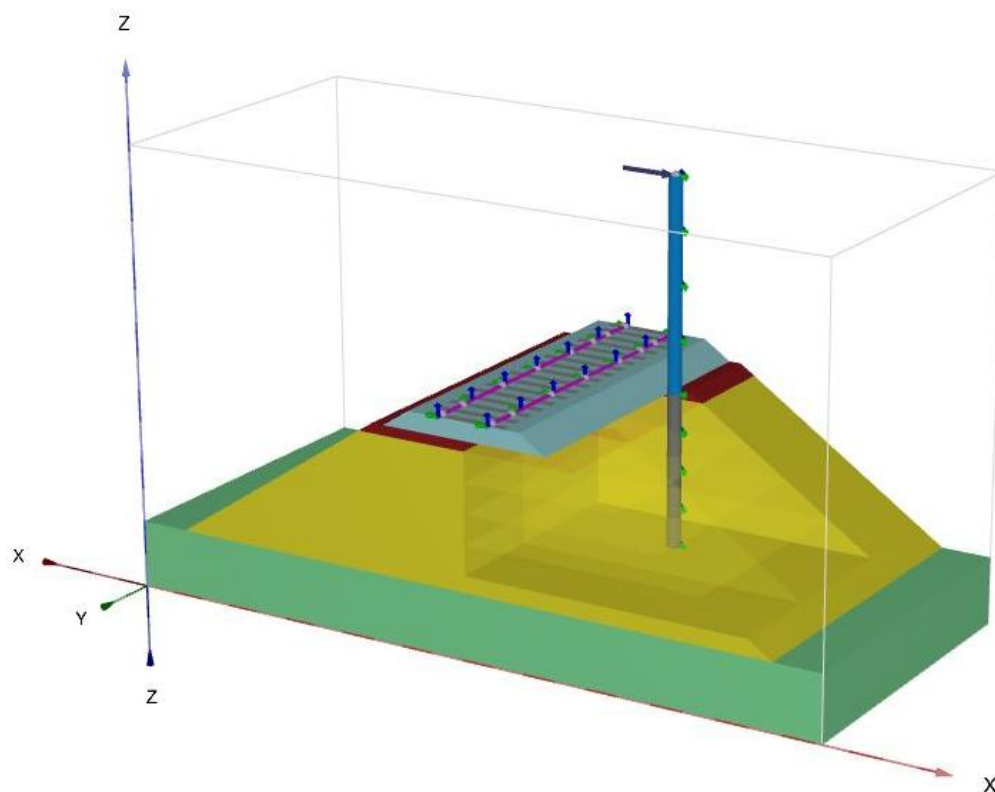


## 7.4 Paaluperustuksen mallinnus

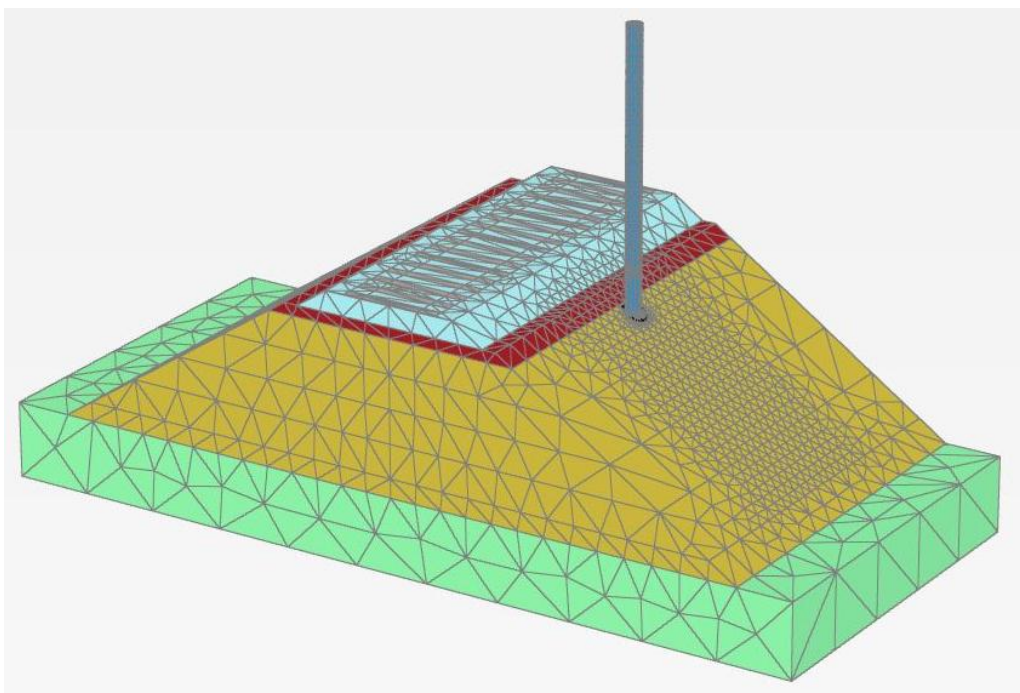
### 7.4.1 Mallin geometria ja ominaisuudet

Geometriamallin lähtökohtana on mallintaa korkeassa ratapenkereessä sijaitseva I-pylvään putkipaaluperustus ja tutkia perustuksen käyttäytymistä. Tavoitteena on selvittää perustuksen käyttäytymistä sivukuormitustilanteessa sekä junakuorman vaikutusta perustuksen käyttäytymiseen.

Tarkasteltavan ratapenkereen korkeus oli yhteensä 4,95 metriä. Näin paaluperustus sijaitsi kokonaan ratapenkereessä. Tukikerroksen paksuus oli 550 mm, välikerroksen paksuus 300 mm ja eristyskerroksen paksuus 4100 mm. Ratapenkereen leveydeksi valittiin 6000 mm ja penkereen luiskakaltevuus oli 1:1,5. Laskentamallissa ratapenkereen pituus oli 10 metriä ja perustus sijoitettiin mallin keskelle. Paaluperustuksen Plaxis-malli on esitetty kuvassa 7.19 ja mallin elementtiverkon tiheys kuvassa 7.20.

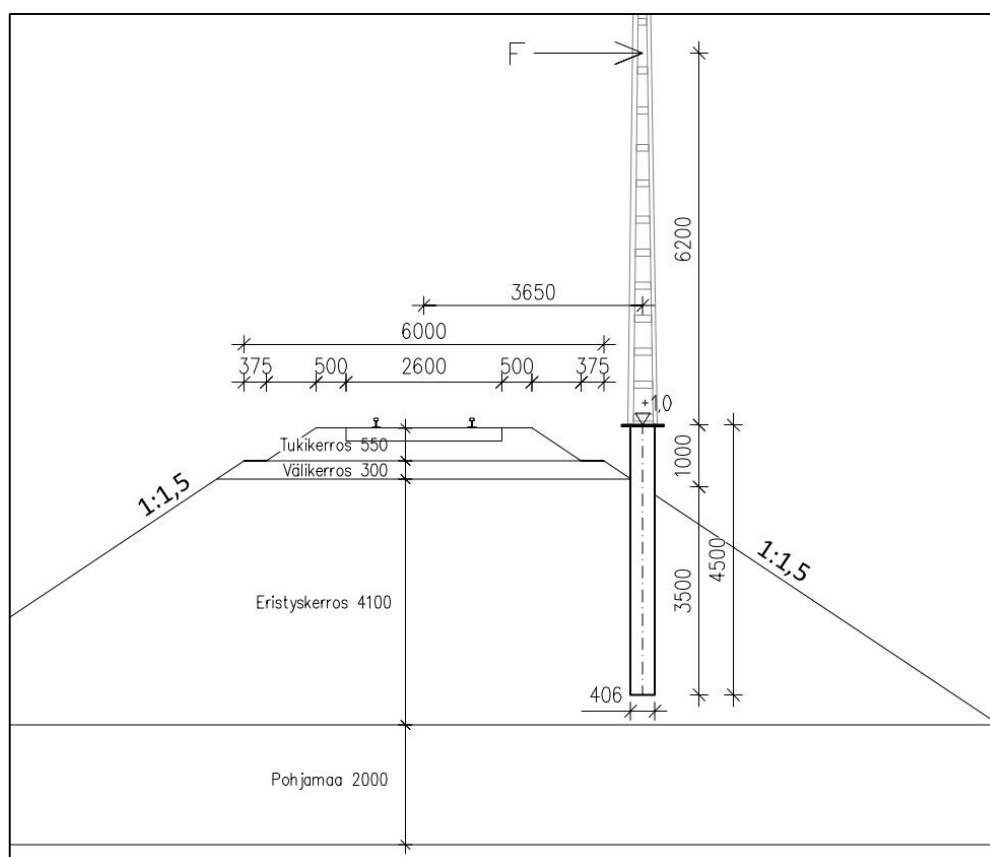


Kuva 7.19. Plaxisseen mallinnettu ratapenger ja putkipaaluperustus.



Kuva 7.20. Plaxiseen mallinnetun putkipaaluperustuksen elementtiverkon tiheys.

Tarkasteltavaksi perustukseksi valittiin 4,5 metriä pitkää putkipaaluperustusta vastaava perustus. Mallinnettu paalu oli RR400/10-paalu, jonka halkaisija oli 406 mm ja seinämävahvuus 10 mm. Paalun upotussyvyys pengerluiskaan oli 3,5 m paalun keskilinjan kohdalla. Paaluperustuksen mitat ja sijainti ratapoikkileikkauksessa on esitetty kuvassa 7.21.



Kuva 7.21. Plaxis-mallinnuksen ratapengermallin ja putkipaaluperustuksen mitat.

### Radan rakenteet ja junakuorma

Paaluperustuksen Plaxis-mallinnus tehtiin samalla periaatteella kuin anturallinen perustus (ks. luku 7.3.1). Eristyskerroksen materiaalina käytettiin kuitenkin vain kahta erilaista materiaalia, hienoa hiekkaa ja kalliomursketta. Pohjamaa, radan rakenteet ja junakuorma mallinnettiin luvun 7.3.1 mukaan. Radan rakenteissa käytetyt materiaaliparametrit on esitetty taulukoissa 7.3, 7.4 ja 7.5.

### Putkipaaluperustuksen mallinnus

Putkipaaluperustus mallinnettiin tilavuuselementtinä lineaarisesti elastisena materiaalina. Mallin yksinkertaistamisen vuoksi paalua ei mallinnettu putkena, vaan umpinaisena kappaleena, jolla oli RR400-paalun ulkomitat. Perustuksen ympärille mallinnettiin rajapintaelementit, joiden  $R_{inter}$ -arvoiksi annettiin  $R_{inter} = 0,5$ . Koska paalu mallinnettiin umpinaisena kappaleena, täytyi paalumateriaalin lujuusarvoja ja tilavuuspainoa redusoida niin, että umpinaisena mallinnetun paalun taivutusjäykkyys  $EI$  ja tilavuuspaino vastasivat todellisen putkipaalun ominaisuuksia. Tässä tutkimuksessa tutkitaan sivukuormitetun paalun ominaisuuksia, joten todellisen paalun ja mallinnetun paalun aksiaalijäykkyyksien  $EA$  eroilla ei ole merkittävää vaikutusta paalun käyttäytymiseen. RR400/10-paalun sekä paaluperustuksen mallinnuksessa käytetyt materiaali- ja poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 7.10.

*Taulukko 7.10. Putkipaaluperustuksen mallinnuksessa käytetyt materiaali- ja poikkileikkausarvot.*

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Materiaalimalli	-	Linear elastic	-
Materiaalin tyyppi	-	non-porous	-
Tilavuuspaino, RR400/10	$\gamma$	78,5	kN/m <sup>3</sup>
Tilavuuspaino mallissa	$\gamma_{malli}$	7,5	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli, RR400/10	$E$	210 000 000	kN/m <sup>2</sup>
Kimmomoduuli mallissa	$E_{malli}$	38 421 000	kN/m <sup>2</sup>
Jäyhyysmomentti, RR400/10	$I$	$244 \cdot 10^{-6}$	m <sup>4</sup>
Jäyhyysmomentti mallissa	$I_{malli}$	$1334 \cdot 10^{-6}$	m <sup>4</sup>
Taivutusjäykkyys, RR400/10	$EI$	51 250	kNm <sup>2</sup>
Taivutusjäykkyys mallissa	$(EI)_{malli}$	51 250	kNm <sup>2</sup>
Poissonin luku	$\nu$	0,3	-
Rajapinta-arvo	$R_{inter}$	0,5	-

Paalun ja pylvään sisälle mallinnettiin sauvaelementit, joilla oli mallinnetun paalun ja pylvään poikkileikkausarvot, mutta sauvojen tilavuuspainoiksi annettiin  $\gamma = 0$  ja niiden kimmokertoimet olivat  $10^{-6}$ -kertaiset todellisen paalun ja pylvään kimmokertoimiin nähde. Pylvään poikkileikkausarvoiksi valittiin lopulta sama poikkileikkaus kuin peruspilarilla, koska poikkileikkauksen muutos peruspilarin ja pylvään liitoskohdassa aiheutti ”häiriötä” taivutusmomenttikuvaajaan. Käyttämällä samaa poikkileikkausta taivutusmomenttikuvaaja saatiin normaaliksi. Pylvään tilavuuspaino valittiin niin, että 6,2 metriä korkean pylvään painoksi tuli 10 kN. Taulukossa 7.11 on esitetty paaluperustuksen sisälle mallinnetun sauvaelementin materiaaliparametrit. Koska paaluperustuksen poikkileikkaus on ympyrän muotoinen, ovat jäyhyysmomentit radan suunnassa ja rataa vastaan kohtisuorassa samansuuruiset.

Taulukko 7.11. Parametrit paaluperustuksen sisälle mallinnetulle sauvaelementille.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Poikkipinta-ala	A	0,1295	m <sup>2</sup>
Tilavuuspaino	$\gamma$	0	kN/m <sup>3</sup>
Kimmomoduuli	E	38,421	kN/m <sup>2</sup>
Jäyhyysmomentti	I <sub>3</sub>	$1334 \cdot 10^{-6}$	m <sup>4</sup>
Jäyhyysmomentti	I <sub>2</sub>	$1334 \cdot 10^{-6}$	m <sup>4</sup>

I<sub>3</sub> on jäyhyysmomentti rataa vastaan kohtisuorassa suunnassa

I<sub>2</sub> on jäyhyysmomentti radan suunnassa.

## 7.4.2 Mallinnuksen kulku ja sivukuormitustavat

Laskentamalli rakennettiin ja laskenta suoritettiin vaiheittain. Hardening soil -materiaalimallin ominaisuuksien vuoksi junakuormaa käytettiin radan päällä viisi kertaa ennen varsinaisia kuormitustarkasteluja. Materiaalimallissa tapahtuu materiaalin myötölujittumista ensimmäisillä kuormituskerroilla ja tämä lujittuminen saattaa vääristää jännitys- ja muodonmuutostuloksia ensimmäisillä kuormituskerroilla. Pihlajamäki (2012, s. 41) toteaa diplomityössään ettei rakenteessa tapahtu viiden kuormituskerran jälkeen enää merkittäviä muutoksia jännityksissä tai muodonmuutoksissa. Perustuksen käyttäytymistä sivukuormituksessa tutkittiin kahdella erilaisella kuormitustavalla. Käyttörajan käyttäytymistä tutkittaessa perustuksen kuormitukseksi annettiin yksi tyypillinen I-pylvään kuormitustapaus. Kuormitustapaukseksi valittiin sama kuin anturallisen perustuksen mallinnuksessa, jonka kuormitustiedot (tyvimomentti 45 kNm) on esitetty taulukossa 7.1. Tästä kuormitustavasta käytetään jatkossa nimitystä KT1. Toisella kuormitustavalla pyrittiin mallintamaan paaluperustuksen koekuormitustilannetta ja tutkia paalun käyttäytymistä lähellä murtohetkeä. Tästä kuormitustavasta käytetään jatkossa nimitystä KT2.

KT1:ssä on paaluun kohdistuvat kuormitukset annettu sivukuormana ja momenttina paalun yläpäähän. Plaxis 3D:ssä ei voi antaa suoraan momenttikuormitusta sauvan päähän, joten oikeanlainen kuormitustapaus saatiin kuormittamalla perustusta 7,3 kN vaakasuuntainen kuorma 6,2 metrin etäisyydeltä perustuksen yläpäästä. Tällöin momentti ja vaakakuormitus perustuksen yläpäässä vastasivat taulukon 7.1 arvoja.

Koekuormitustilanteen mallintaminen onnistuu Plaxiksessä Staged Construction -kuormanlisäystä käytettäessä. Siinä uuden rakennusvaiheen muodostaminen tapahtuu rakennusvaiheessa tulevia edelliseen rakennusvaiheeseen nähden uusia kuormia vaiheittain lisäämällä, kunnes lopullinen kuorma on saavutettu. Näin voidaan mallintaa staattista koekuormitustilannetta ja tuloksena saadaan esimerkiksi siirtymien kehitys kuormanlisäyksen funktiona (Brinkgrieve et al. 2013b, s. 201). Simuloidussa koekuormituksessa sivukuormituksen maksimiarvoksi annettiin 20 kN vaakasuuntainen kuorma, jonka etäisyys oli 5,0 metriä paaluperustuksen yläpäästä. Näin laskentavaiheen lopussa perustuksen yläpäässä oli rasituksena 20 kN vaakasuuntainen voima sekä 100 kNm momentti. Jos halutaan tarkastella tietyn solmupisteen siirtymien ja jännityksien kehitystä kuormitusvaiheen aikana, täytyy tämä piste valita tarkasteltavaksi ennen laskennan suorittamista, jolloin ohjelma rekisteröi kuormituksen kehittyessä tapahtuvat siirtymät ja jännityksen muutokset. Muussa tapauksessa on mahdollista tarkastella vain laskentavaiheen loppuhetkellä vallitsevia siirtymiä ja jännityksiä. Maan jännitystilaa kuvaavia tasa-arvokäyräkuvia saadaan vain laskentavaiheen loppuvaiheen hetkeltä. Siten jännitystilakuvia ei ole saatavilla kuin koekuormitusvaiheen lopusta eli 20 kN / 100 kNm perustuksen yläpään rasituksen hetkeltä. Mikäli jännitystilan tai siirtymien

kehittymistä olisi haluttu seurata esimerkiksi tasa-arvokäyrä-kuvien avulla, olisi laskenta pitänyt tehdä useassa osassa ja kuormitusta lisätä aina edellisen laskentavaiheen jälkeen. Koekuormitusmallinnus tehtiin pelkästään ilman junakuormaa, koska koekuormitustilanteessakaan ei ole ollut junakuormaa ratapenkereen päällä eikä junakuorman havaittu vaikuttavan merkityksellisesti paalun käyttäytymiseen KT1:n mallinnuksissa.

Ratapenkereen rakennusvaiheet sekä tehdyt kuormitustapaustarkastelut paaluperustuksen mallinnuksessa on esitetty taulukossa 7.12.

*Taulukko 7.12. Ratapenkereen rakennusvaiheet ja kuormitustapaustarkastelut.*

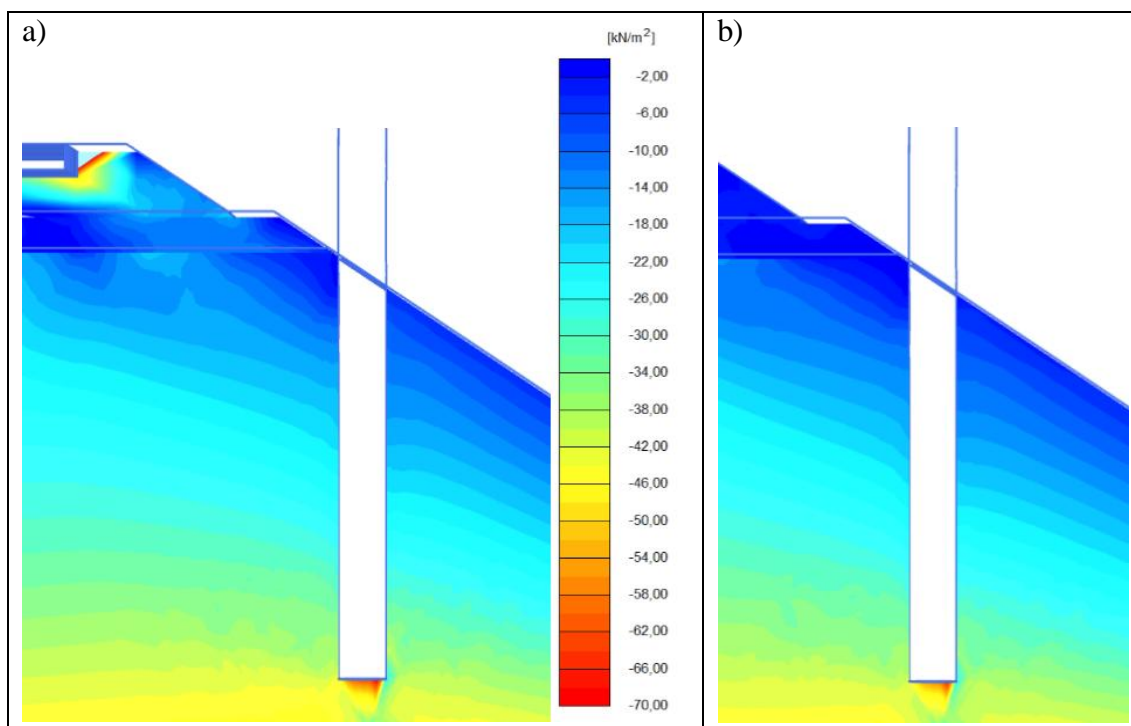
Rakennusvaihe/ kuormitustapaus	Phase	Start From	Calculation type	Loading input
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned
Eristyskerros 1	1	0	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 2	2	1	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 3	4	3	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 4	5	4	Plastic	Staged Construction
Eristyskerros 5	5	4	Plastic	Staged Construction
Välikerros	6	5	Plastic	Staged Construction
Tukikerros + pölkyt	7	6	Plastic	Staged Construction
Kiskot	8	7	Plastic	Staged Construction
Paalu + pylväs	9	8	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 1	10	9	Plastic	Staged Construction
Palautus 1	11	10	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 2	12	11	Plastic	Staged Construction
Palautus 2	13	12	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 3	14	13	Plastic	Staged Construction
Palautus 3	15	14	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 4	16	15	Plastic	Staged Construction
Palautus 4	17	16	Plastic	Staged Construction
Junakuorma 5	18	17	Plastic	Staged Construction
Palautus 5	19	18	Plastic	Staged Construction
Ei junakuorma, KT1 (KRT) luiskaan	20	19	Plastic	Staged Construction
Ei junakuormaa, KT1 (KRT) rataan	21	19	Plastic	Staged Construction
Junakuorma, KT1 (KRT) luiskaan	22	18	Plastic	Staged Construction
Junakuormaa, KT1 (KRT) rataan	23	18	Plastic	Staged Construction
Ei junakuormaa, KT2 (koekuormitus) luiskaan	24	19	Plastic	Staged Construction
Ei junakuormaa, KT2 (koekuormitus) rataan	25	19	Plastic	Staged Construction

### 7.4.3 Junakuorman vaikutus paaluperustukseen

Junakuorman vaikutusta paaluperustuksen käyttäytymiseen tutkittiin ilman sivukuormitusta sekä sivukuormitustapauksella KT1. Paaluperustuksen käyttäytymistä tutkittiin kahdella eri ratapengermateriaalilla. Pengermateriaaleina oli taulukossa 7.3 esitetyt hieno hiekka ja kalliomurske.

Kuvassa 7.22 on esitetty sivukuormittamattoman, hienohiekkapenkereessä olevan paalun ympäristössä olevat vaakasuuntaiset jännitykset junakuorman vaikuttaessa ja ilman junakuormaa. Kuvassa 7.23 on esitetty KT1-sivukuormitetun, hieno hiekkapenkereessä olevan paalun ympäristössä olevat vaakasuuntaiset jännitykset junakuorman kanssa ja ilman junakuormaa.

Murskepenkereessä olevan sivukuormittamattoman perustuksen ympäristössä olevat vaakajännitykset junakuorman kanssa ja ilman junakuormaa on esitetty kuvassa 7.24. Kuvassa 7.25 on esitetty murskepenkereessä olevan, KT1-sivukuormitetun paalun ympäristössä olevat vaakasuuntaiset jännitykset junakuorman kanssa ja ilman.

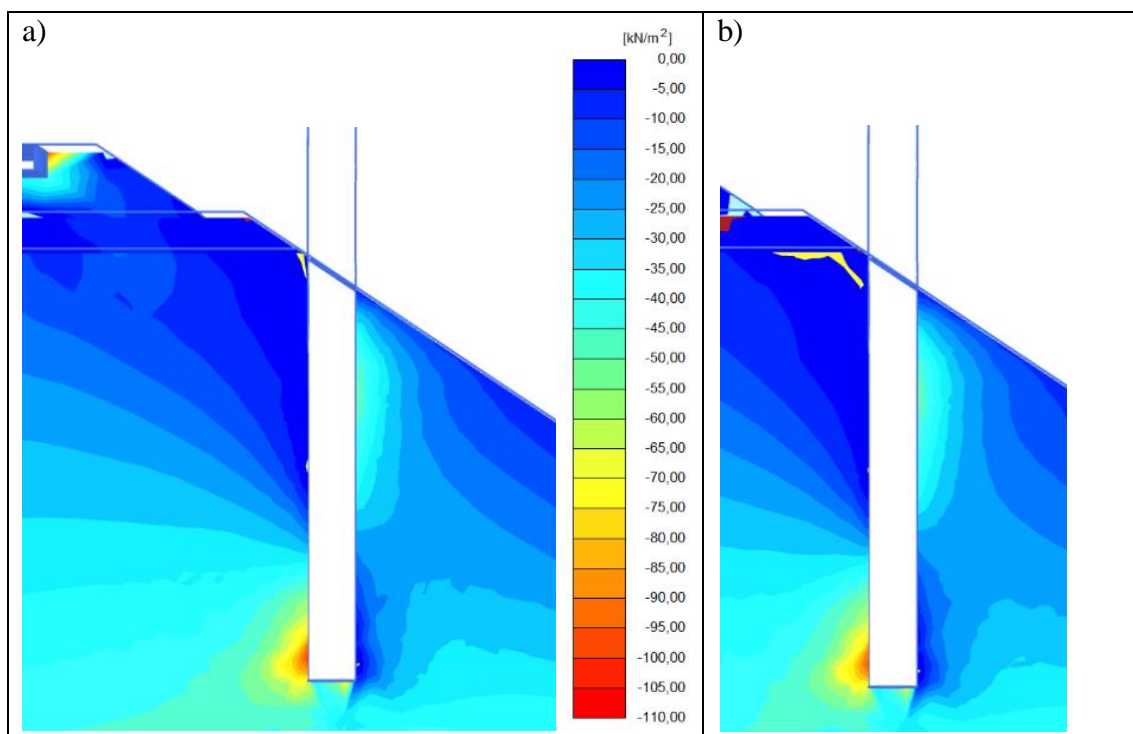


Kuva 7.22. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus paalun keskilinjän kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,

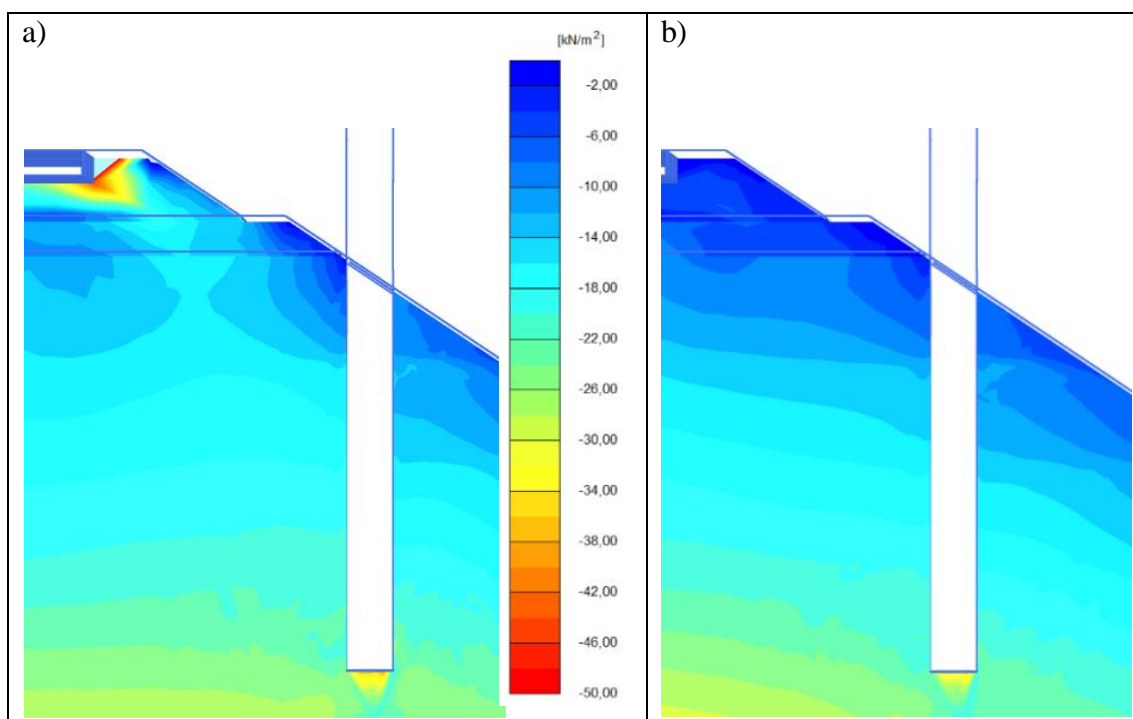
b) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä ilman junakuormaa





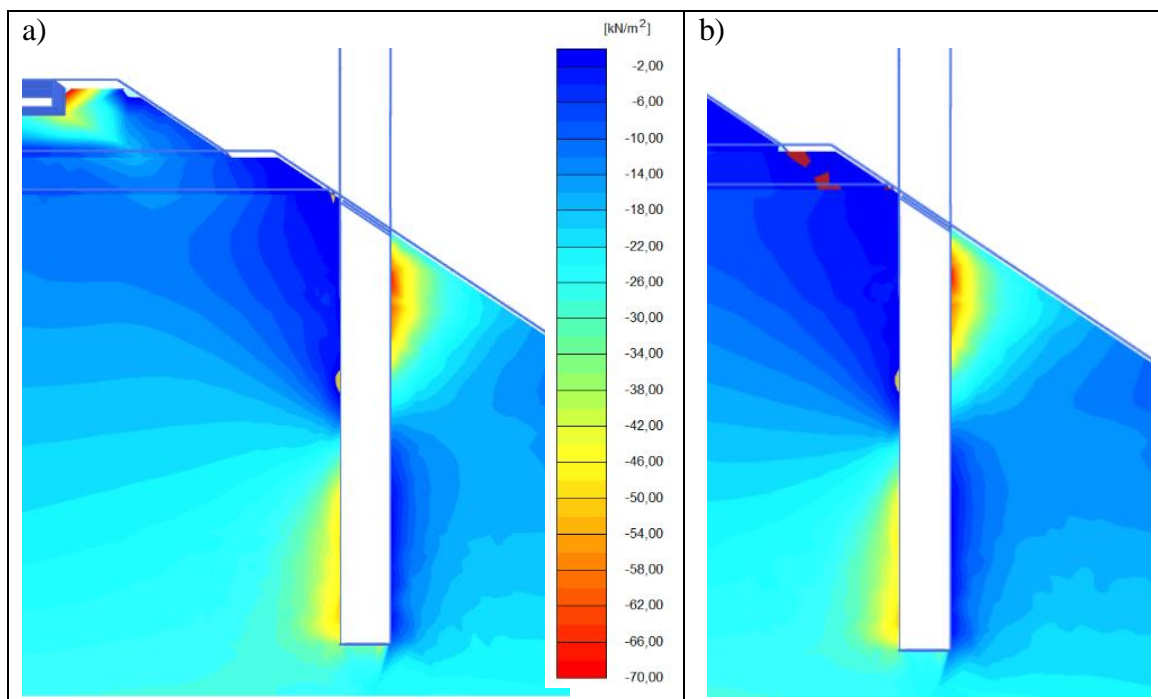
Kuva 7.23. Sivukuormitus KT1 luiskaan, pengermateriaali hieno Hk, poikkileikkaus paalun keskilinjän kohdalta

- a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä junakuorman vaikut-  
taessa,  
b) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä ilman junakuormaa



Kuva 7.24. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjän kohdalta

- a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä junakuorman vaikut-  
taessa,  
b) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä ilman junakuormaa



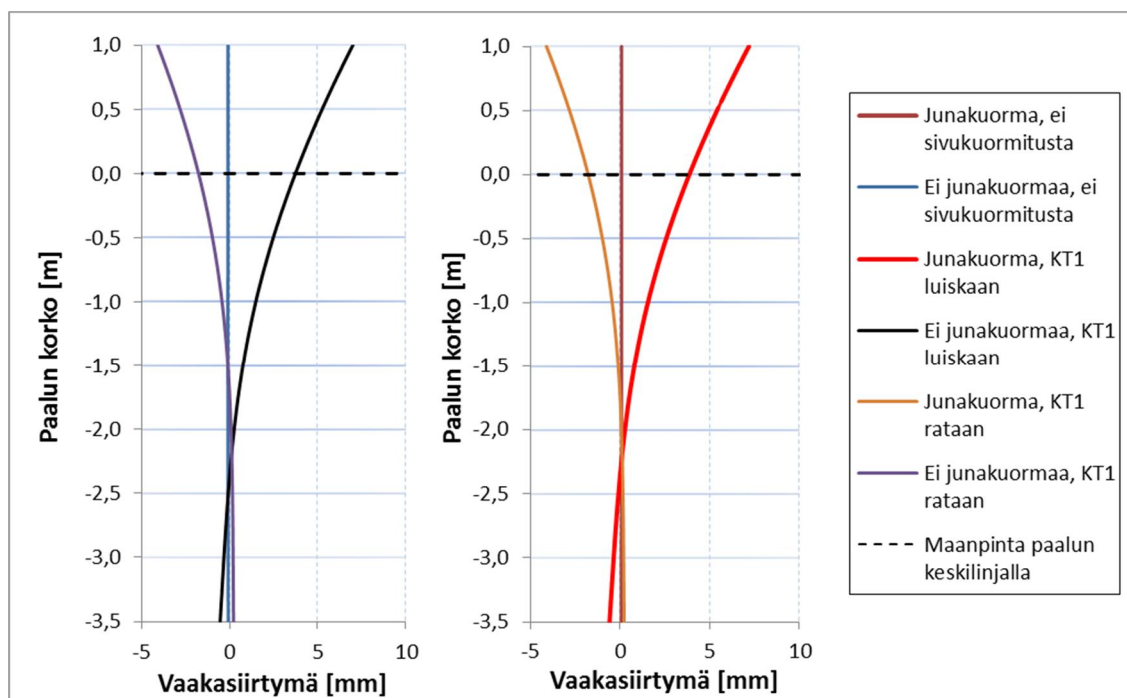
Kuva 7.25. Sivukuormitus KTI luiskaan, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

- a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
 b) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä ilman junakuormaa

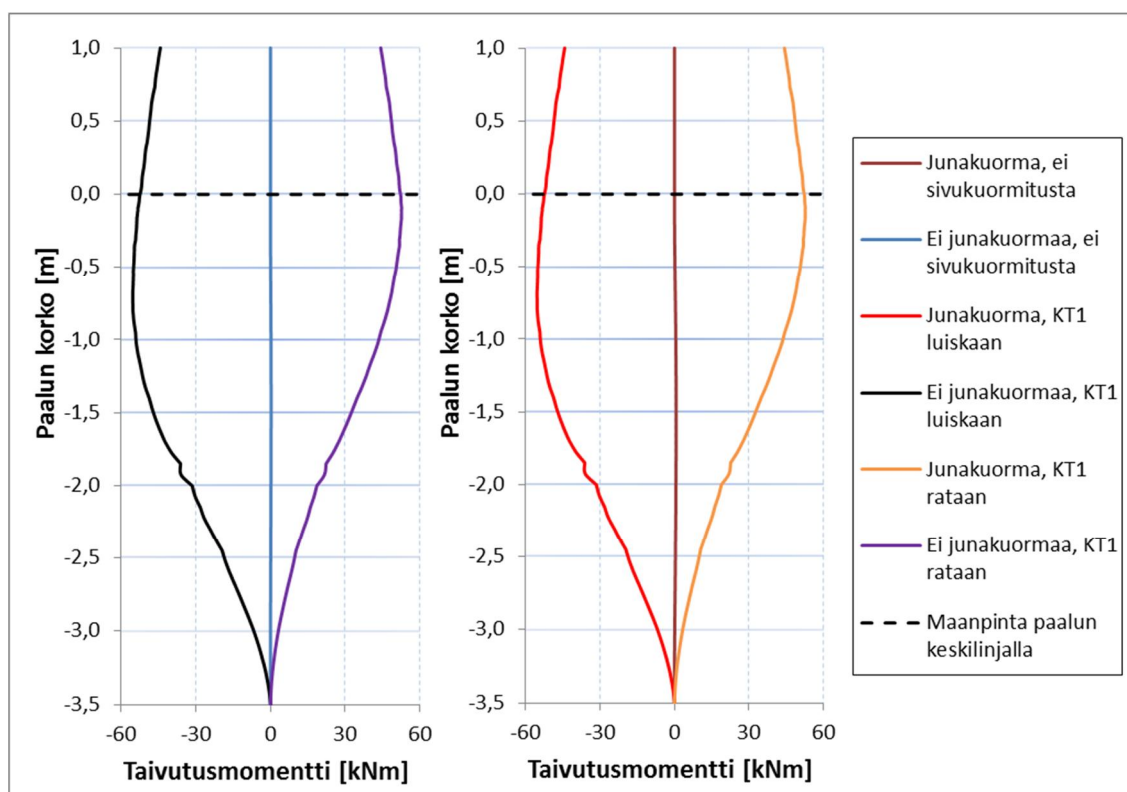
Kuvista 7.22–7.25 nähdään, etteivät jännitykset paalun ympäristössä juuri muutu eikä paalu kerää junakuormasta ylimääräisiä jännityksiä ympärilleen kummallakaan mallinnuksessa käytetyllä ratapengermateriaalilla. Eri kuvissa esitettyjen tulosten skaalaus vaihtelee, mutta sillä ei ole vaikutusta eroihin kuormitustapausten välillä.

Junakuormalla ei ole myöskään merkittävää vaikutusta paalun voimasuureisiin tai siirtymiin. Kuvassa 7.26 on esitetty hiekkapenkereessä olevan paalun siirtymät junakuorman kanssa ja ilman. Hiekkapenkereessä olevan paalun taivutusmomentit eri kuormitus-tilanteilla on esitetty kuvassa 7.27. Kuvista voidaan nähdä, että siirtymä- ja momentti-kuvaajissa olevat erot ovat merkityksettömiä junakuormalla ja ilman junakuormaa. Kuvissa on esitetty ainoastaan hienon hiekkapenkereen siirtymät ja rasitukset, koska kalliomurskepenkereellä junakuorman vaikutus oli yhtä merkityksetön.





Kuva 7.26. Paalun vaakasuuntaiset siirtymät eri kuormitustilanteilla. Penger materiaali hieno hiekka.



Kuva 7.27. Paalun taivutusmomentit eri kuormitustilanteilla. Penger materiaali hieno hiekka.

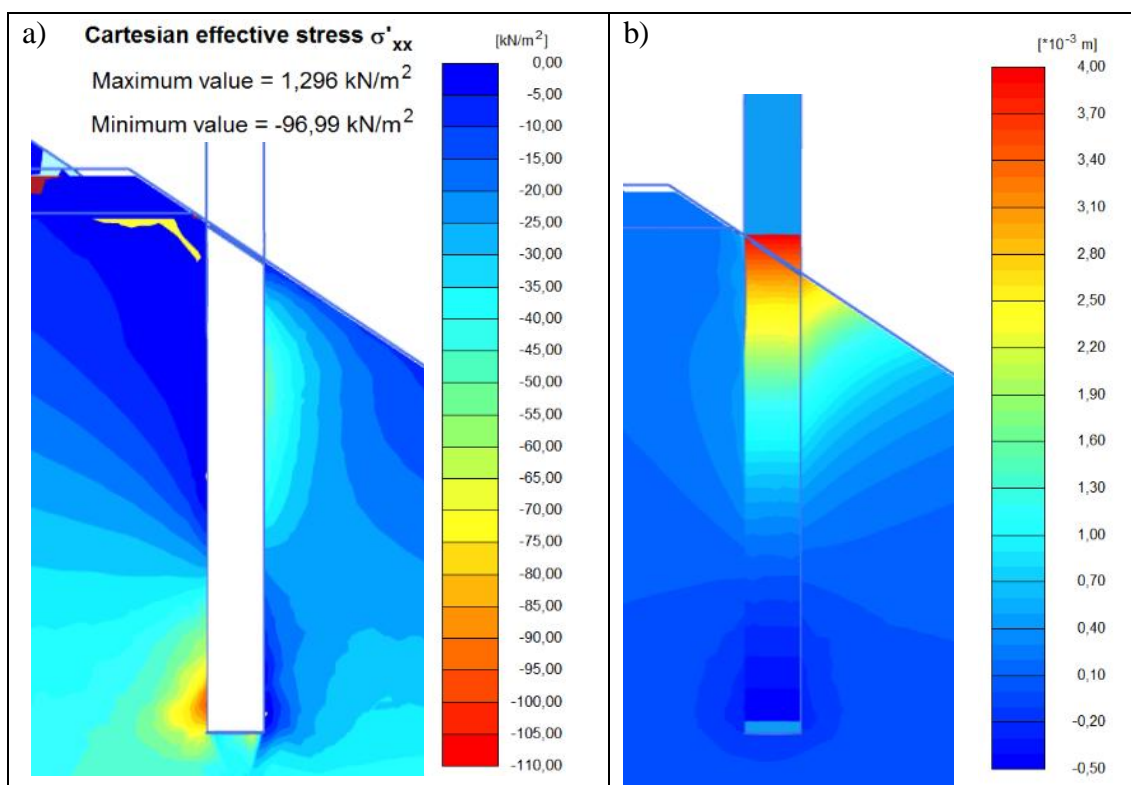
Johtopäätöksenä on, ettei staattisena kuormituksena mallinnettu junakuorma vaikuta putkipaalulla perustetun ratapylvään käyttäytymiseen.

#### 7.4.4 Luiskassa olevan paalun käyttäytyminen sivukuormituksessa

Koska junakuormalla ei ole merkittävää vaikutusta paaluperustuksen käyttäytymiseen, esitetään tulokset vain tilanteesta, jossa junakuormaa ei ole penkereen päällä. Näin eivät esimerkiksi ratapölkkyjen ympäristössä olevat junakuorman aiheuttamat jännityksien ääriarvot tule mukaan Plaxiksen ilmoittamiin jännityksien ääriarvoihin, vaan Plaxiksen ilmoittamat jännitysten huippuarvot ovat paalun ympäristöstä.

##### Pengermateriaali hieno hiekka

Kuormitustapauksen KT1 aiheuttamat vaakasuuntaiset jännitykset ja siirtymät luiskaan päin kuormitetun paalun ympäristössä on esitetty kuvassa 7.28. Kuvassa 7.29 on esitetty jännitykset ja siirtymät rataa päin kuormitetulle paalulle.

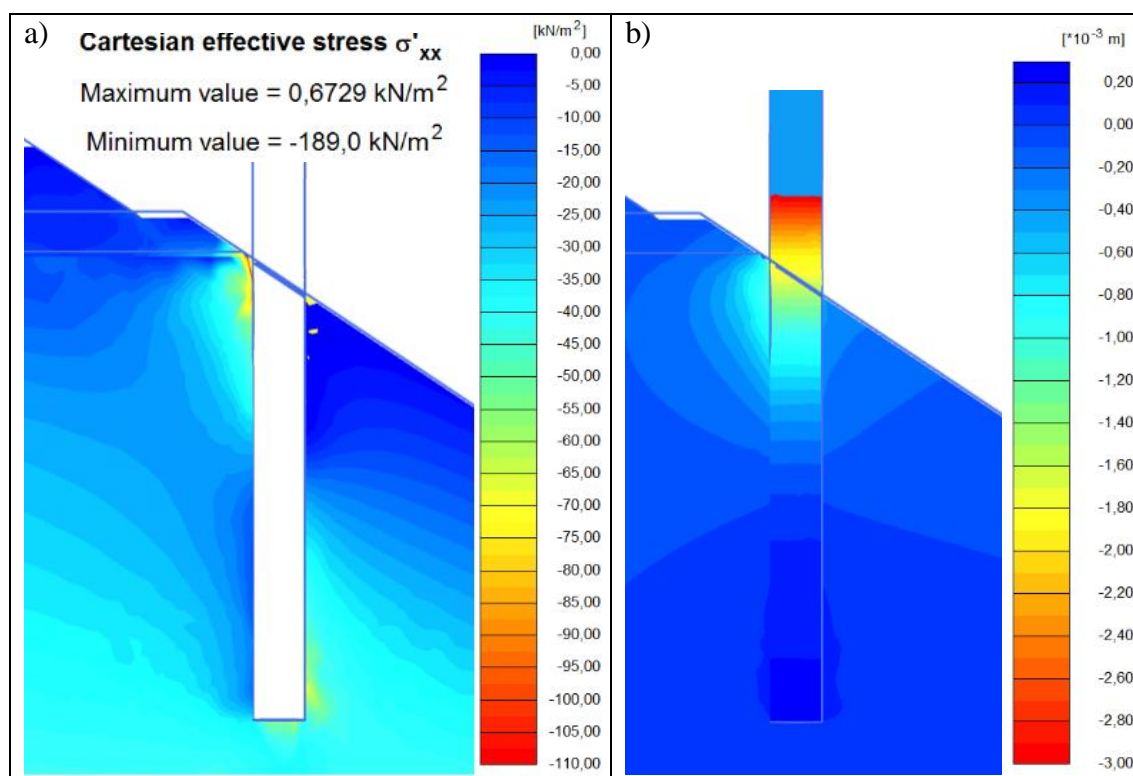


Kuva 7.28. Sivukuormitus KT1 luiskaan, pengermateriaali hieno hiekka, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot kuvassa oikealle).

Kuormitustapauksella KT1, joka vastaa yhtä tyypillistä I-pylvään käyttörajan kuormitustilannetta, muodostuu paalun kiertoakeskiö noin 2/3 etäisyydelle paalun upotussyvyydestä maan pinnasta laskettuna. Paalun alapään vaakasuuntainen siirtymä on erittäin pieni, ainoastaan noin 0,5 mm. Vaikka alapään siirtymä on pieni, näyttää alapäähän syntyvän jännityspiikki kärjen lähelle. Luiskan puolella penkereen tukeva jännitys jakautuu laajemmalle alueelle eikä selkeää piikkikohtaa synny. Luiskaan päin kuormitettu paalu kiertyy jäykkänä kappaleena eikä siihen synny plastista niveltä.



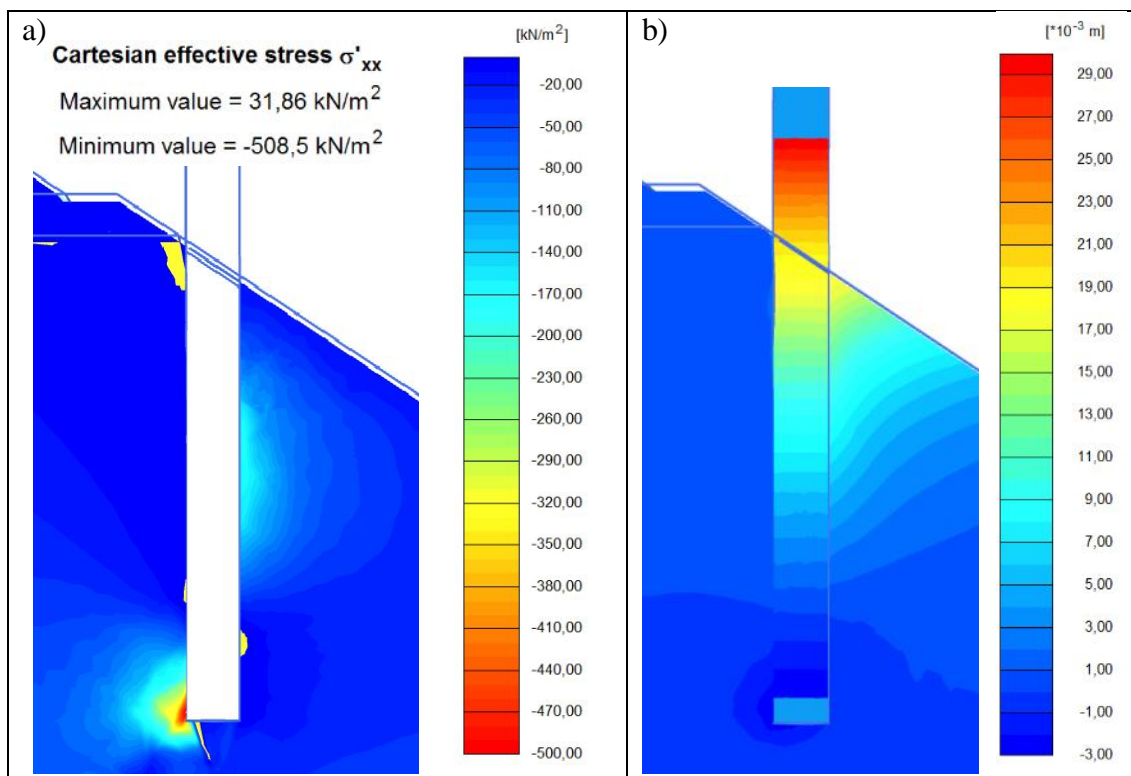
Kuva 7.29. Sivukuormitus KT1 rataan, pengermateriaali hieno hiekka, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät positiiviset arvot kuvassa oikealle).

Kuormitettaessa paaluperustusta rataan päin KT1-kuormitustapauksella syntyy kierto-keskiö noin 1/2 etäisyydelle paalun upotussyvyydestä. Suurin tukeva kohta on aivan radan puolella aivan paalun yläpäässä. Tukialueen syntyminen aivan paalun yläosaan johtuu luultavasti mallissa käytetyn välikerroksen jäykkyydestä. Paalun alapään vaakasiirtymä on erittäin pieni eikä paalun alapäähän ei synny yhtä suurta jännityspiikkiä kuin luiskaan päin tapahtuvassa kuormitustilanteessa. Paalun kiertyminen maassa tapahtuu jäykkänä kappaleena myös rataa päin tapahtuvassa kuormituksessa.

Kuormitustapauksen KT2 aiheuttamat vaakasuuntaiset jännitykset ja siirtymät luiskaan päin kuormitetun paalun ympäristössä on esitetty kuvassa 7.30. Kuvassa 7.31 on esitetty jännitykset ja siirtymät rataa päin kuormitetulle paalulle.

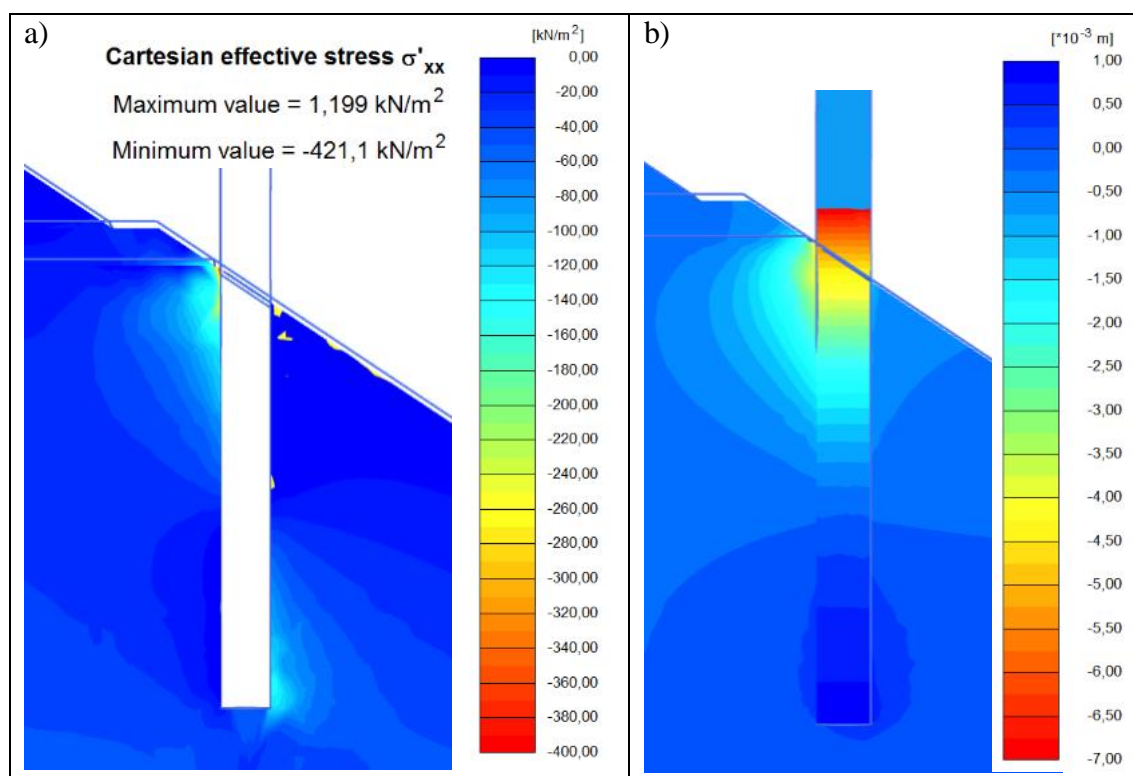


Kuva 7.30. Sivukuormitus KT2 luiskaan, pengermateriaali hieno hiekka, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot oikealle).

Kuormitustapauksessa KT2 on paalua kuormittava sivukuormitus yli kaksi kertaa suurempi kuin kuormitustapauksessa KT1. Suuremmalla sivukuormituksella paalun kierto-keskiö siirtyy syvemmälle ollen noin 3/4 etäisyydellä paalun upotussyvyydestä maan pinnasta laskettuna. Paalun siirtymät ovat huomattavasti suuremmat kuin kuormitustapauksella KT1. Suurin vaakasuuntainen jännityspiikki syntyy aivan paalun alapäähän huippuarvon ollessa yli viisinkertainen KT1:een verrattuna. Luiskan puolella vaakasuuntaisen tukevan osan pääalue on siirtynyt alemmas. Tukevan osan siirtyminen alaspäin on loogista, koska paalun yläpäähän tulee suuremmat siirtymät, jolloin maa on jo murtotilassa paalun yläosassa. Paalun kiertuminen maassa tapahtuu edelleen jäykkänä kappaleena eikä paaluun muodostu plastista niveltä.



Kuva 7.31. Sivukuormitus KT2 rataan, pengermateriaali hieno hiekka, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

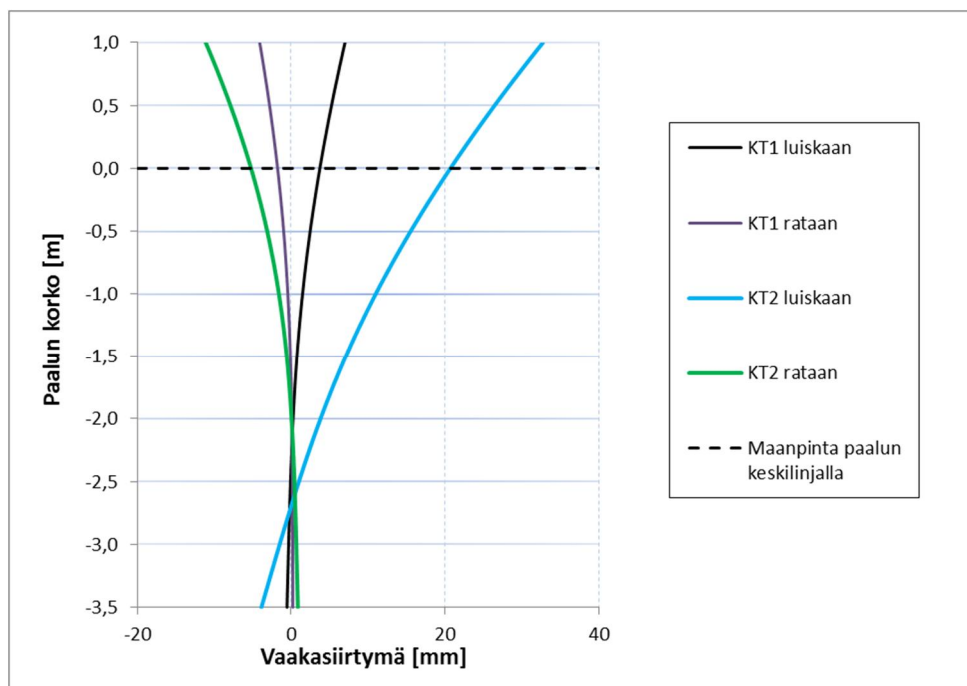
b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot oikealle).

KT2-kuormitustapauksella rataan päin kuormitettaessa kiertokeskiö syntyy hieman yli 1/2 etäisyydelle paalun upotussyvyydestä maan pinnasta laskettuna. Kiertokeskiö siirtyy siis hieman alaspäin kuormituksen kasvaessa myös rataan päin tapahtuvassa kuormituksessa. Myös tällä kuormitustapauksella suurin jännityspiikki syntyy maahan lähelle maanpintaa. Jäykkä välikerros vääristää luultavasti penkereen tukevaa vaikutusta tukien paalua liikaa ylhäältä. Rataan päin tapahtuvassa kuormituksessa paalun siirtymät ovat huomattavasti pienempiä kuin luiskaan päin tapahtuvassa kuormituksessa.

Kuvien 7.28-7.31 jännitystila- ja siirtymäkuvista voidaan päätellä, että hienosta hiekasta rakennetussa pengertuiskassa olevan paaluperustuksen kiertokeskiön sijainti ei ole vakio, vaan se siirtyy alaspäin kuormituksen kasvaessa.

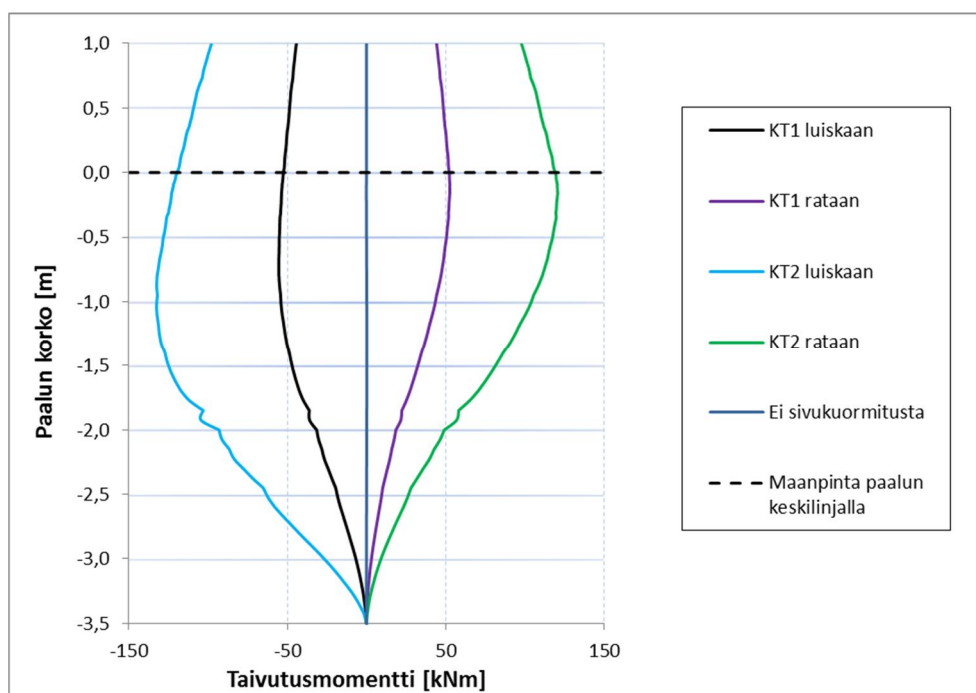
Perustuksen vaakasuuntaiset siirtymät eri kuormitustapauksilla on esitetty kuvassa 7.32. Siirtymäkuvaajista nähdään, että paaluun syntyy taipumaa, vaikka se kiertyy maassa jäykkänä koko pituudeltaan. Rataan päin tapahtuvassa kuormituksessa paalun alapään siirtymät ovat hyvin pieniä. Luiskaan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa paalun alapää siirtyy enemmän vasta suuremmalla sivukuormituksella (KT2). Paalun yläpään vaakasuuntainen siirtymä on KT1-kuormitustapauksella luiskaan päin tapahtuvassa sivukuormituksessa noin 8 mm. Kun paalun yläpään vaakasiirtymää verrataan taulukon 2.2 raja-arvoon, ei 10 mm raja ylity vielä KT1-tapauksella. Näin ollen Plaxis-mallinnuksen perusteella ratapengertuiskassa olevalle I-pylvään perustukselle riittäisi 3,5 m upotussyvyys useimmille kuormitustapauksille.





Kuva 7.32. Hienohiekkapenkereessä olevan paalun vaikasiirtymät eri kuormitustilanteissa.

Perustukseen syntyvät taivutusmomentit eri kuormitustapauksilla on esitetty kuvassa 7.33. Taivutusmomentin ääriarvon sijainti riippuu, kuormitetaanko perustusta rataan vai luiskaan päin. Myös sivukuormituksen suuruus vaikuttaa hieman ääriarvokohdan sijaintiin, koska kiertokeskiön ja maan tukevan pääasiallisen tukevan kohdan sijainti siirtyy kuormituksen kasvaessa. Mallinnettu paalu on ollut RR400-teräsputkipaalu, jonka seinämävahvuus on ollut 10 mm. Paalun taivutusmomentin ääriarvo KT1-kuormitustapauksella on noin 52 kNm. Koekuormitustilanteen simuloinnin loppuvaiheessa eli KT2-kuormitustapauksella momentin ääriarvo on ollut noin 135 kNm.

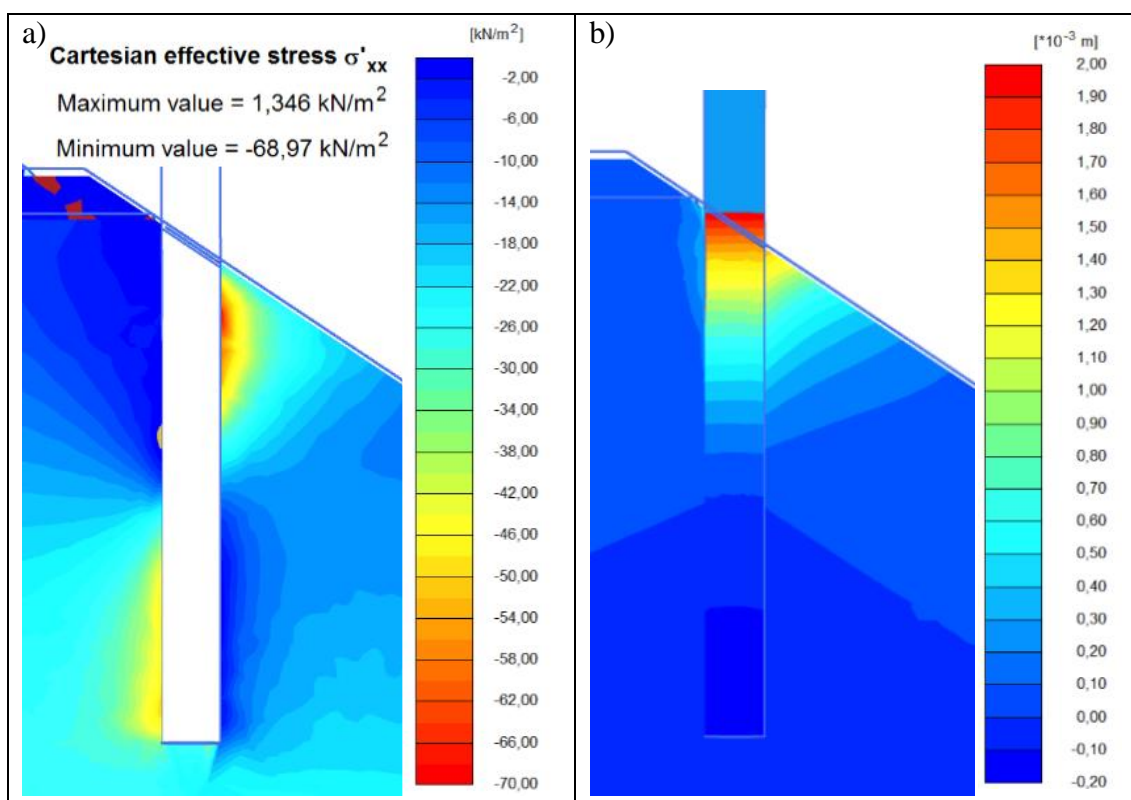


Kuva 7.33. Hienohiekkapenkereessä olevan paalun taivutusmomentit eri kuormitustilanteissa.

RR400/10-teräsputkipaalun (S355J2H) taivutuskestävyys 10 kN normaalivoimalla on yli 400 kNm, kun käytetään 2 mm korroosiovaraa. 8 mm vahvuisella seinämällä RR400-paalun taivutusmomenttikestävyys on noin 300 kNm. Jos paalu pääsee korrodoitumaan myös sisäpuolelta, jolloin korroosiota syntyy yhteensä 4 mm, olisivat taivutusmomenttikestävyys noin 325 kNm 10 mm seinämävahvuudella ja noin 220 kNm 8 mm seinämävahvuudella. Pienistä pystykuormista johtuen paalun nurjahduskestävyys ei muodostu mitoittavaksi tekijäksi. Tästä voidaan päätellä, että sivukuormitetuissa paaluissa mitoittavaksi tekijäksi muodostuu rautatieympäristössä yleisimmin maan kestävyys ja siirtymien raja-arvot eikä paaluperustuksen rakenteellinen kestävyys. Toisaalta paalun halkaisija vaikuttaa sivuvastuksen suuruuteen, joten halkaisijaltaan pienemmän paalun käyttö pienentäisi paaluperustuksen sivukuormituskapasiteettia, vaikka rakenteellinen kestävyys riittäisi pienemmälläkin paalulla. Paalun seinämävahvuuden pienentäminen taas pienentää paalun taivutusjäykkyyttä ja kasvattaa paalun taipumaa, jolloin siirtymän ja kiertymän raja-arvot saavutetaan pienemmällä kuormituksella.

### Pengermateriaali kalliomurske

Kuormitustapauksen KT1 aiheuttamat vaakasuuntaiset jännitykset ja siirtymät luiskaan päin kuormitetun paalun ympäristössä on esitetty kuvassa 7.34. Kuvassa 7.35 on esitetty jännitykset ja siirtymät rataa päin kuormitetulle paalulle.

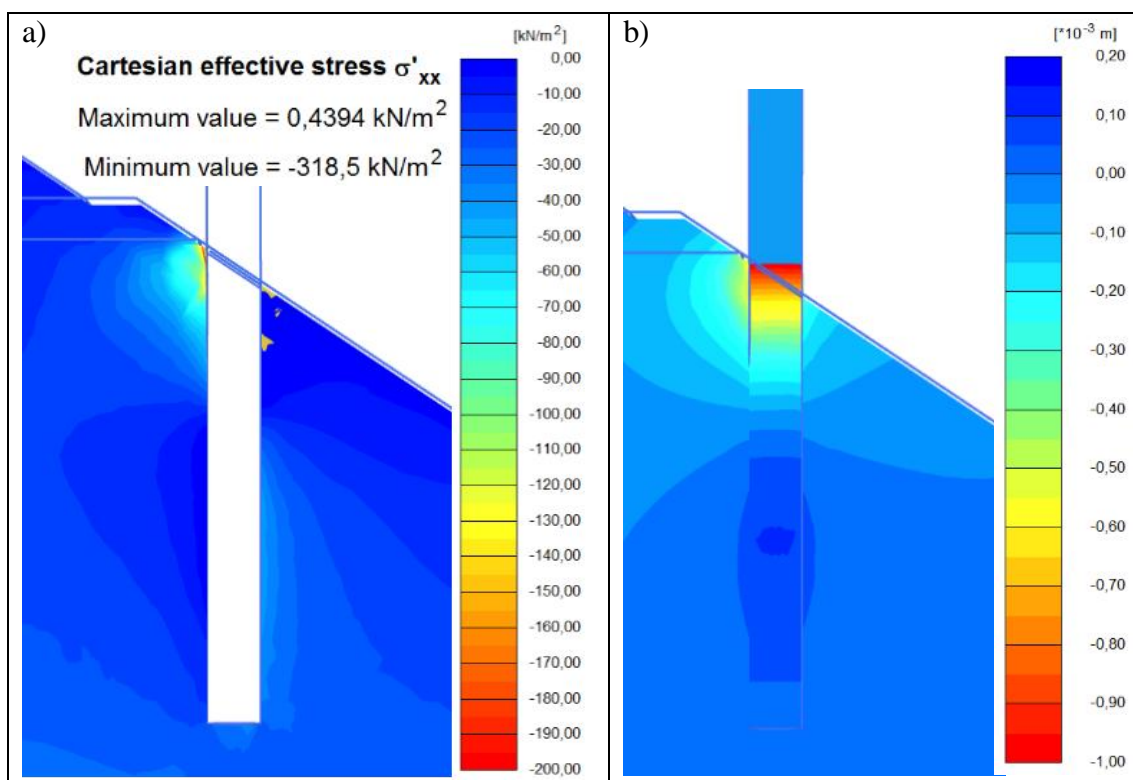


Kuva 7.34. Sivukuormitus KT1 luiskaan, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

- a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä,
- b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot luiskaan päin ja negatiiviset penkereeseen).

Kuvan 7.34 perusteella paalun kierto-keskiö syntyy kalliomurskepenkereessä huomattavasti ylemmäs kuin hiekkapenkereessä. Luiskaan päin kuormitustapauksella KT1 kuor-

mitetulla paalulla muodostuu paalun kiertokeskiö noin paalun upotussyvyyden puoliväliin, kun se oli hiekkapenkereessä vastaavalla kuormituksella noin 2/3 upotussyvyydestä. Luiskaan päin kuormitettaessa upotussyvyydeltään 3,5 m paalu kiertyy jäykkänä myös kalliomurskepenkereessä. Pengerluiska tukee jäykemmällä pengermateriaalilla paalua jo läheltä maan pintaa eikä paalun alapään ympäristöön synny samanlaista jännityspiikkiä, kuin hiekkapenkereessä. Paalun siirtymät ovat pieniä.

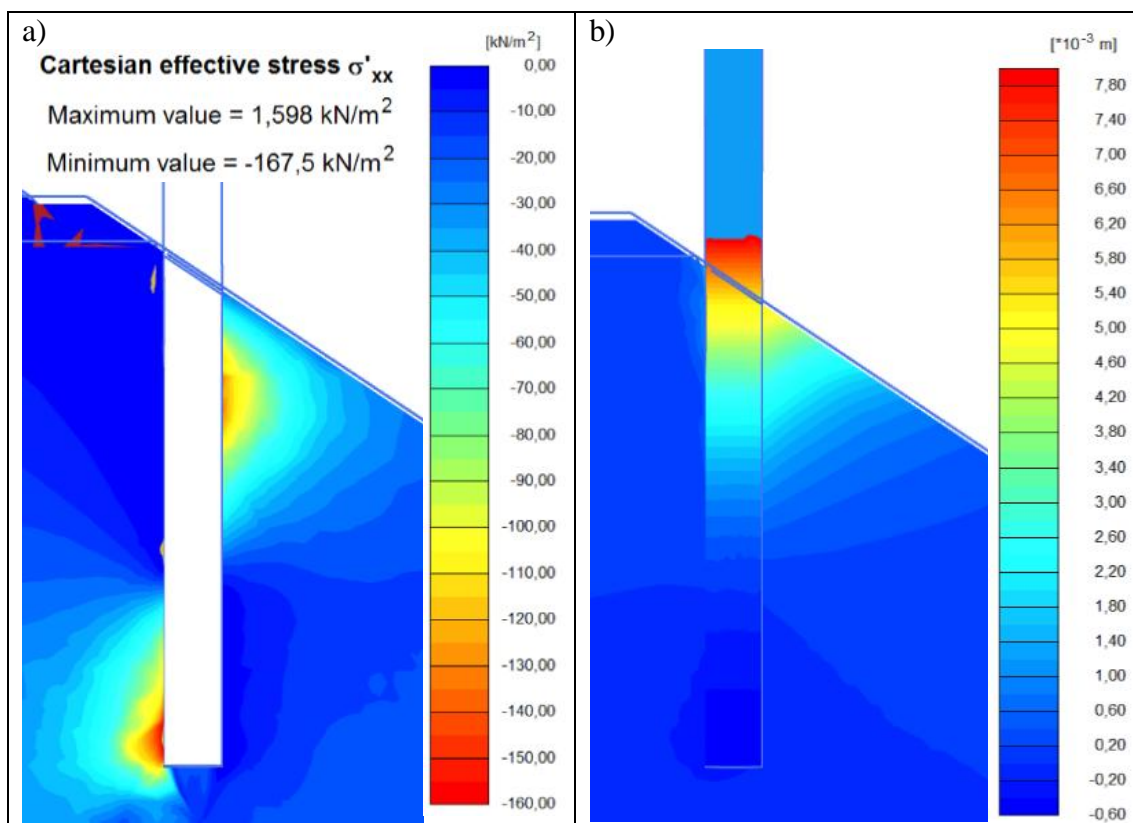


Kuva 7.35. Sivukuormitus KT1 rataa, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

- a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä  
 b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot luiskaan päin ja negatiiviset penkereeseen).

Rataan päin kuormitettaessa kalliomurskepenkereessä oleva upotussyvyydeltään 3,5 m RR400/10-paalu ei kierry enää maassa jäykkänä kappaleena. Suurin sivukuormituksen aiheuttama jännitys syntyy maahan aivan maanpinnan yläosaan. Kuvan 7.35b siirtymäkuvaajasta nähdään, että suurin luiskaan päin tapahtuva vaakasiirtymä ei synny paalun alapäähän, vaan noin kiertokeskiön ja alapään puoliväliin. Paalun alapään pysyy siirtymäkuvan perusteella paikallaan. Paalun alapäähän ei synny myöskään jännityspiikkiä, vaan luiskan puolella suurin vaakajännitys muodostuu suurimman vaakasiirtymän ympärille.



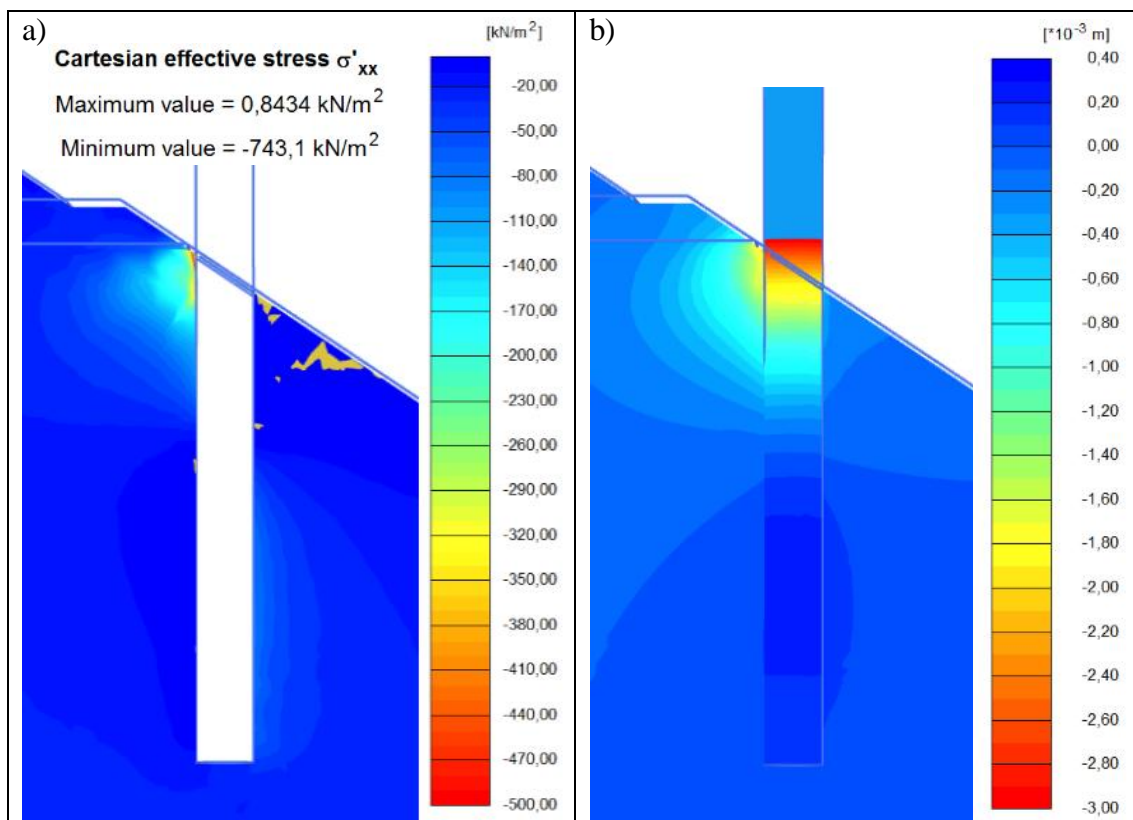


Kuva 7.36. Sivukuormitus KT2 luiskaan, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjän kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot luiskaan päin ja negatiiviset penkereeseen).

Kuvan 7.36 perusteella paalun kiertokeskiö siirtyy alaspäin kuormituksen kasvaessa myös kalliomurskepenkereessä. Kuormitustapauksella KT2 siirtyy luiskän puoleinen tukeva alue hieman alaspäin ja paalun alapäähän syntyy selkeä jännityspiikki. Kokonaisuudessa vaakajännitykset paalua ympäröivässä maassa jakautuvat kuitenkin tasaisemmin kalliomurskepenkereessä kuin hiekkapenkereessä. Luiskän puoleisen vaakajännitysalueen siirtyminen alaspäin KT1-tapaukseen verrattuna tarkoittaa, että maanpinta on murtunut maanpinnan tasolta kasvaneen sivukuormituksen seurauksena ja sen seurauksena sivukuormitusta vastustava alue siirtyy alaspäin. Kiertokeskiön selkeä siirtyminen alaspäin kuormituksen kasvaessa johtuneekin myös maan murtumisesta maanpinnan lähellä ja kiertokeskiön yläpuolisen tukialueen siirtymisestä sen myötä alaspäin. Plaxis-mallinnuksessa paalun alapäähän muodostuvat siirtymät ovat kalliomurskepenkereessä erittäin pieniä. Paalun yläpään siirtymät maanpinnan tasolla ovat myös aika pieniä, noin 7 mm luokkaa.



Kuva 7.37. Sivukuormitus KT2 rataan, pengermateriaali kalliomurske, poikkileikkaus paalun keskilinjan kohdalta

a) tehokkaat vaakajännitykset paalun ympäristössä

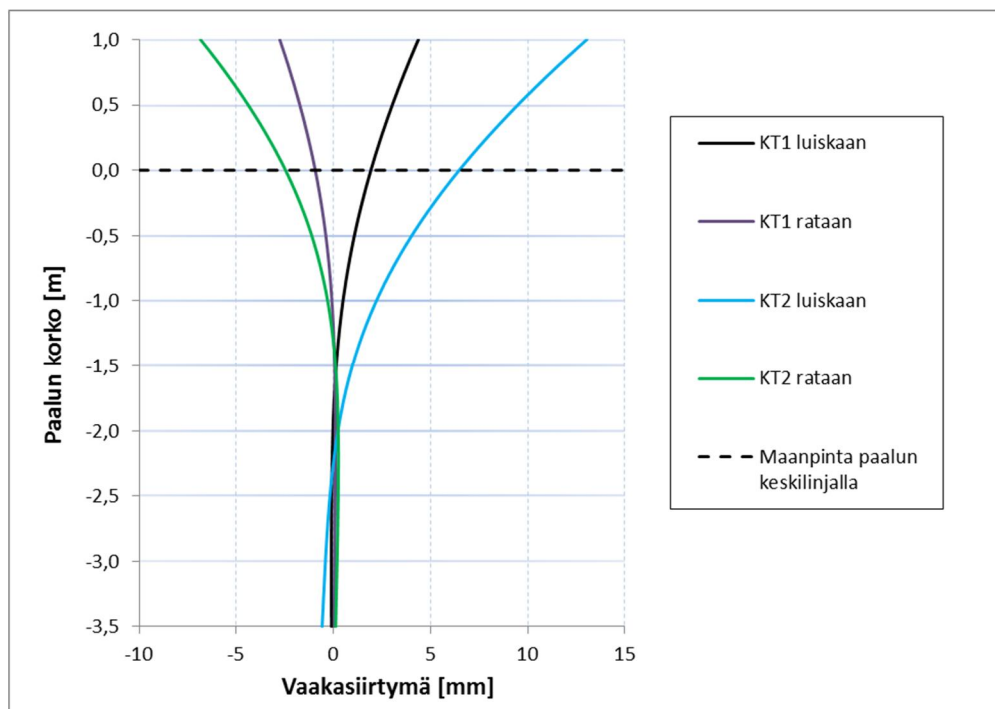
b) paalun ja ympäröivän maan vaakasuuntaiset siirtymät (positiiviset arvot luiskaan päin ja negatiiviset penkereeseen).

Myös KT2-kuormitustapauksella rataan päin kuormitettaessa tukee penger sivukuormitusta heti maanpinnan tasolta. Paalu ei kierry jäykkänä kappaleena, vaan siinä on kaksi kiertopistettä, paalun puolivälin yläpuolella ja paalun alapäässä. Kiertokeskiö siirtyy hieman alaspäin kuormituksen kasvaessa, mutta sen siirtyminen on huomattavasti vähäisempää kuin luiskaan päin tapahtuvassa kuormituksessa. Rataan päin kuormitettaessa paalun siirtymät maassa ovat todella pienet. Kun KT2-kuormitustapauksessa paalun yläpäästä (1 m korkeudella maan pinnasta) kuormittaa 20 kN vaakavoima ja 100 kNm momentti, on vaakasiirtymä maanpinnan tasolla ainoastaan noin 3 mm. Näin ollen mallinnettu kalliomurskepenger käyttäytyy erittäin jäykästi. Vaikka rataan päin kuormitettu perustus ei kierrykään jäykästi, kiertyy luiskaan päin kuormituksessa paalu kuitenkin jäykästi, joten 3,5 m upotussyvyys ei ole luiskaan asennettuna vielä liian pitkä paalun geoteknisen käyttäytymisen kannalta.

Kalliomurskepenkereessä on käytetty samoja lujuusparametreja koko penkereen osalta. Pääasiallisen tukialueen muodostuminen erittäin lähelle maan pintaa voi viitata siihen, että malli käyttäytyy liian jäykästi lähellä maan pintaa. Löyhempien materiaaliparametrien käyttäminen lähellä luiskaa saattaisi olla todenmukaisempi tapa mallintaa pengerluiska. Kalliomurskepenkereeseen ei ole koekuormituksia vertailtavaksi. Luvussa 6.2 käsiteltiin koekuormituksia ja niiden perusteella käytetyt Plaxis-mallit aliarvioivat paaluperustuksen siirtymiä hieman.

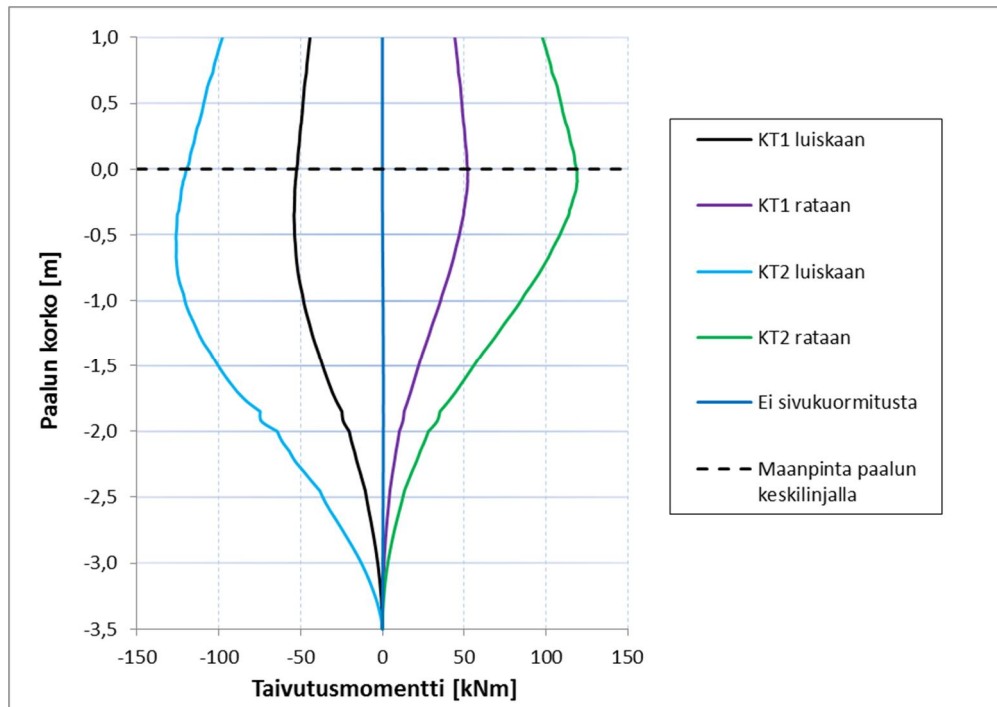
Paalun vaakasuuntaiset siirtymät eri kuormitustapauksilla on esitetty kuvassa 7.38. Kuvasta nähdään, että paalun alapään siirtymät ovat hyvin pieniä verrattuna yläpäähän ja

paalu taipuu sivukuormituksen seurauksena. Taulukon 2.2 raja-arvoihin verrattuna KT1-kuormitustapauksen aiheuttamat vaakasiirtymät pysyvät selvästi raja-arvon alapuolella. Kuormitustapauksella KT2 paalun yläpään vaakasiirtymä on noin 13 mm, mikä ylittää 10 mm raja-arvon. KT2 on kuitenkin ollut koekuormitustilanteen simuloinnin loppuhetken kuormitus eikä niin suuri vaakakuormitus ole tavallista rautateiden pylväsperustuksille.



Kuva 7.38. Kalliomurskepenkereessä olevan paalun vaakasiirtymät eri kuormitustilanteissa.

Paaluun syntyvät taivutusmomentit eri kuormitustapauksilla kalliomurskepenkereessä on esitetty kuvassa 7.39. Kalliomurskepenkereessä taivutusmomenttien ääriarvot jäävät pienemmiksi verrattuna hiekkapenkereeseen. Koska hiekkapenkereellä paalun rakenteellinen kestävyys ei tullut perustusta mitoittavaksi tekijäksi, ei se mitoita perustusta kalliomurskepenkereessäkään. Kalliomurskepenkereessä paalun yläpään vaakasiirtymä on KT1-kuormitustapauksella alle 5 mm, joten perustukseksi voisi käydä myös haluaisijaltaan pienempi tai upotussyvyydeltään lyhyempi teräspalkkipaalu.



Kuva 7.39. Kalliomurskepenkereessä olevan paalun taivutusmomentit eri kuormitustilanteissa.

## 8 Tulosten analyysi

### 8.1 Anturallisen perustuksen käyttäytyminen

#### 8.1.1 Luiskan vaikutus anturallisen perustuksen käyttäytymiseen

Työn yhtenä tutkimuksen kohteena oli luiskan vaikutuksen tutkiminen pengerluiskaan perustetun anturaperustuksen käyttäytymiseen. Luiskan vaikutus kantokestävyyteen otetaan huomioon pienentämällä tasaisella maalla olevan perustuksen kantokestävyyttä erillisellä luiskan kaltevuudesta riippuvalla pienennyskertoimella. Pienennyskertoimen suuruus vaihtelee eri lähteiden mukaan. Ohjeessa *Sillan geotekninen suunnittelu* (Liikennevirasto 2012a) luiskan vaikutus kantokestävyyteen ohjeistetaan huomioitavaksi yhtälöllä 3.54. Yhtälön mukainen kerroin perustuu Brinch Hansenin kantokestävyysteoriaan. Ohjeessa *Rautateiden meluesteet* (Ratahallintokeskus 2004) luiskan vaikutuksen pienennyskertoimiksi ohjeistetaan taulukon 3.4 mukaisia arvoja, jotka perustuvat Kulmalan (1995) diplomityössään tekemiin koekuormituksiin laboratorio-olosuhteissa.

Apuna luiskan vaikutuksen tutkimisessa oli aiemmin ratapylväasperustuksille tehtyjä koekuormituksia. Koekuormitusten tuloksena oli ilmoitettu myötö- ja murtohetkellä vaikuttava momentti perustustasossa. Koekuormituksille tehtiin vertailulaskelmia Eurokoodin mukaisella kantavuuskaavalla. Vertailulaskelmissa haettiin sellainen sivukuormituksen aiheuttama momentti, jolla kantavuuskaavan mukainen kantokestävyys saavutettiin ilman kuormien tai kantokestävyyden osavarmuuksia. Vertailulaskelmissa luiskan vaikutus huomioitiin sekä Sillan geoteknisen suunnitteluohjeen että Rautateiden meluesteiden suunnitteluohjeen mukaisia luiskan vaikutuksen pienennyskertoimia käyttäen.

Tutkimuksen aikana ilmeni, että sivukuormittamalla murtoon kuormitetun anturallisen perustuksen murtomekanismi poikkeaa kantokestävyysteorioiden olettamasta perustuksen ja maapohjan murtumistavasta. Kantavuuskaavan oletama murtuminen tapahtuu perustuksen alapuolisen maan liukupintamurtumisena kasvaneen pystykuorman seurauksena. Koekuormitukset oli tehty kasvattamalla perustuksen sivukuormitusta pystysuuntaisen kuormituksen pysyessä vakiona. Tällaisella kuormitustavalla perustus murtuu kaatumalla jäykkänä kappaleena kaatavan momentin ylittäessä pystyssä pitävien voimien ja ympäröivän maan tukevan vaikutuksen. Murtuminen tapahtuu, kun anturaperustuksen päällä olevaan maahan syntyy liukupinta anturan reunalta maan pinnalle. Näin ollen tehdyt koekuormitukset ja kantavuuskaavan avulla tehdyt vertailulaskelmat eivät olleet täysin vertailukelpoisia. Tehdyn kaltaisilla koekuormituksilla voidaan selvittää luiskan vaikutusta anturallisen perustuksen momenttikestävyyteen tekemällä koekuormituksia tasaiselle maalle ja luiskaan perustetuille perustukselle. Tällöin luiskan vaikutus momenttikestävyyteen saataisiin näiden momenttikestävyyksien suhteena. Luiskakertoimien suuruusluokan oikeellisuudesta voitiin kuitenkin tehdä johtopäätöksiä vertaamalla laskennallisia momenttikestävyyksiä koekuormitusten myötöhetken momenttiin. Jos koekuormituksen myötöhetkellä ei ole muodostunut kantavuuskaavan oletamaa liukupintamurtumaa, voidaan kantavuuskaavalla saatua kantokestävyyttä verrata koekuormituksen myötöhetkeen. Myötöhetken jälkeen perustukselle alkaa syntyä pysyviä muodonmuutoksia, joten vertailu myötöhetken momenttiin oli siltä osin perusteltua, koska perustukselle ei sallita syntyvän rakentamisajan jälkeisiä pysyviä muodonmuutoksia. Sivukuormituksessa perustukselle muodostuu tukevia voimia peruspilariin kohdistuvasta maanpaineesta ja perustuksen ympärillä olevan maan kitkavoimista. Jos näitä tukevia voimia ei oteta huomioon, on vertailu luiskakertoimen määrittämisessä epävar-

mallalla puolella. Mutta jos näitä tukevia voimia ei huomioida myöskään perustuksen mitoituksessa, kompensoi tämä vertailun epävarmuutta.

Vertailulaskelmien perusteella voitiin tehdä johtopäätös, että perustuksen alapuolisen täytön ja ympäristäytön tiivistyksellä on merkittävä vaikutus perustuksen momenttikestävyysasteeseen. Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö on koekuormitusraportin mukaan tiivistys perustuksien ympäristössä tehty huonosti tai jätetty kokonaan tekemättä. Huono tiivistys ei välttämättä näy pohjatutkimuksissa, jos niitä ei ole tehty aivan rakennettavan perustuksen kohdalta. Tällöin pohjamaan parametrit tulevat helposti yliarvioituksi kairausvastuksen ja maalajin perusteella. Kantavuuskaavalaskelmilla saatava laskennallinen kantokestävyys voi tällöin olla todellista suurempi. Huono tiivistäminen näkyi rataosuuden vertailulaskelmien tuloksissa. Laskennallinen momenttikestävyys oli suuri verrattuna koekuormituksiin ja koekuormitusten myötömomentista takaisinlasketut luiskakertoimet olivat huomattavan pieniä.

Luiskan vaikutuksesta kantokestävyysasteeseen voitiin todeta, että Brinch Hansenin mukainen luiskakerroin yliarvioi luiskan pienentävää vaikutusta kantokestävyysasteeseen ja antaa ratapengerolosuhteissa todellista pienempiä kantokestävyysasteita. Luiskakertoimet, jotka perustuvat Kulmalan diplomityöhön ovat suuruusluokaltaan oikeampia. Rataosuudella Tuomioja-Raahen perustuksen ympäristön tiivistys oli tehty paremmin ja tältä rataosuudelta saatiin luiskakertoimien takaisinlaskennalla arvoja, jotka olivat lähellä Kulmalan mukaisia luiskakertoimia. Osalle perustuksista takaisinlaskenta antoi Kulmalan kerrointa suuremman luiskakertoimen arvon ja osalle perustuksista pienemmän. Kaikki rataosuuden koekuormitusten myötömomentille tehdyt luiskakertoimien takaisinlaskennat antoivat eri kantokestävyysasteiden mukaisia luiskakertoimia suurempia arvoja. Momenttikestävyysasteen vertailulaskelmissa Brinch Hansenin luiskakertoimella saatiin vertailulaskelmista ylimitoittavia. Kulmalan luiskakertoimella myötömomentin ja kantavuuskaavalla saadun momenttikestävyysasteen suhde oli perustuksesta riippuen yhden molemmin puolin, mikä tarkoittaa, että osassa perustuksista Kulmalan kertoimella saatu momenttikestävyysaste oli myötömomenttia suurempi ja osassa perustuksia koekuormitusten myötömomenttia pienempi.

Parametriherkkyyden vaikutus luiskakertoimen suuruuteen oli tehdyillä vertailulaskelmilla varsin pieni, koska ainoa muuttuva kuormitus oli sivusuuntainen kuormitus ja sen aiheuttama kaatava momentti. Kun epäkeskisyys kasvaa sivukuormitusta lisättäessä, pienenee anturan pohjan tehokas pinta-ala. Tehokkaan alan pieneminen kasvattaa pystykuormituksen aiheuttamaa pohjapainetta. Näin ollen korkeammista materiaaliparametreista saatavan suuremman kantokestävyysasteen arvo kuoleutuu hyvin äkkiä, koska sen mahdollistaman suuremman sivukuormituksen kautta epäkeskisyys kasvaa ja pohjapaine suurenee nopeasti. Kun maan parametrien lujuusarvoja kasvatetaan, saadaan suurempi kantokestävyysaste. Suuremmalla kantokestävyysasteella voidaan sivukuormitusta kasvattaa, joka taas kasvattaa epäkeskisyysasteita. Koska kuormitus on ollut hyvin epäkeskistä jo alkuperäisillä maan lujuusparametreilla, ei kasvaneilla lujuusarvoilla saada kovin paljoa suurempaa momenttikestävyysasteita. Entisestään kasvava epäkeskisyys pienentää anturan tehokasta pinta-alaa ja siten kasvattaa pystysuuntaisen kuormituksen aiheuttaman pohjapaineen hyvin äkkiä kantokestävyysasteen suuruiseksi.

### **8.1.2 Junakuorman ja maanpaineen vaikutus anturallisen perustuksen käyttäytymiseen**

Toinen tavoite anturallisen ratapylväisperustuksen tutkimisessa oli tutkia junakuorman ja ratapenkereen maanpaineen aiheuttaman kuormituksen vaikutusta sivukuormitetun an-

turallisen pylväsperustuksen käyttäytymiseen. Junakuorman ja maanpaineen vaikutusta luiskaan perustetun anturallisen perustuksen käyttäytymisen tutkittiin mallintamalla ratapengerluiskaan perustettu perustus Plaxis3D-ohjelmalla. Rautatien pylväsperustusten suunnitteluohjeen lausuntoversio (Ratahallintokeskus 2009) ohjeistaa huomioimaan aktiivisen maanpaineen yksinkertaiselta peruspilarin leveydeltä perustusta kaatavana kuormana. Junakuorman ei ohjeen mukaan katsota kuormittavan perustusta erikseen.

Plaxis-mallinnuksen perusteella junakuorman vaikutus pengerluiskaan päin kuormitetuun perustukseen on perustusta tukeva. Tulosten mukaan junakuorma vaikuttaa perustuksen pilariosaan sitä luiskaan päin kuormittavasti ja perustuksen anturaosaan rataa päin kuormittavasti. Junakuorman anturaosaan ja pilariosaan vaikuttavan kuormituksen yhteisvaikutuksesta perustus kallistui rataa päin eikä luiskaan päin. Sivukuormitustapauksissa luiskaan päin tapahtuva kuormitus on useimmiten määräävä kuormitustapaus, joten junakuorman vaikutus olisi Plaxis-mallinnuksen perusteella perustusta tukeva kuorma.

Rakenteellisessa mitoituksessa junakuorma ja yläluiskan puoleinen maanpaine aiheuttivat peruspilarille taivutusrasitusta, kun perustukseen ei kohdistunut ulkoista sivukuormitusta. Kun perustusta kuormitti sivukuormitus luiskaan päin, pieneni junakuorman ja maanpaineen aiheuttama rasitus, koska sivukuormitus irrotti peruspilarin yläosan maasta hetkellisesti. Tällöin maanpaineen ja junakuorman vaikutus kohdistui vain peruspilarin alaosaan. Plaxis-mallinnuksessa sivukuormituksen aiheuttamat perustuksen siirtymät olivat kuitenkin erittäin pieniä, joten mallin perustus on saattanut käyttäytyä liian jäykästi verrattuna todelliseen tilanteeseen. Kun eristyskerroksen materiaaliksi oli mallinnettu hieno hiekka, aiheutti junakuorman ja maanpaineen yhteisvaikutus hieman lisää taivutusrasitusta peruspilarille. Sivukuormituksen aiheuttama luiskan puoleinen tukeva passiivinen maanpaine kumosi kuitenkin junakuorman ja yläluiskan puoleisen kaatavan maanpaineen vaikutusta. Karkealla hiekalla ja kalliomurskeella luiskan puoleisen tukevan maanpaineen vaikutus ylitti junakuorman ja yläluiskan kuormittavan maanpaineen vaikutuksen sivukuormituksen aikana. Mallinnuksessa junakuorma mallinnettiin ainoastaan staattisena kuormana eikä junakuorman dynaamista vaikutusta huomioitu. Myöskään sivukuormituksen voimakkuuden vaikutusta maanpaineen kuorman ja junakuorman vaikutukseen ei Plaxis-mallinnuksissa tutkittu tarkemmin, vaan mallinnus tehtiin ainoastaan yhdellä sivukuormitustapauksella. Käytännön tilanteessa dynaaminen junakuorma voi aiheuttaa maan varisemista ja tällöin sivukuormituksen seurauksena peruspilarin ja maan väliin syntyvä pieni rako voi täyttyä ja tällöin junakuorma ja maanpaine kuormittaisivat perustusta myös sivukuormituksen aikana.

## **8.2 Paaluperustuksen käyttäytyminen**

### **8.2.1 Luiskan vaikutus sivukuormitetun paaluperustuksen käyttäytymiseen**

Paaluperustuksen osalta yhtenä tavoitteena oli tutkia luiskan vaikutusta sivukuormitetun paaluperustuksen käyttäytymiseen ja miten luiska otetaan huomioon paaluperustusta mitoitettaessa alustalukumenetelmällä. Luiskan huomioimiseen alustalukujen määrityksessä on olemassa erilaisia ohjeita lähteistä riippuen. Ohjeissa *Sillan geotekninen suunnittelu* (Liikennevirasto 2012a) ja *Rautateiden meluesteet* (Ratahallintokeskus 2004) on kummassakin omat toisistaan poikkeavat ohjeistukset luiskan vaikutuksen huomioimiseen alustalukujen määrityksessä. Näissä tapauksissa käytettiin tasaisen maanpinnan passiivipaineerointia ja luiskan vaikutus huomioitiin jousien sijaintia redusoimalla ohjeiden mukaisesti. Kolmantena tapana luiskan vaikutuksen tutkimisessa oli, kuinka

oikeanlaisia tuloksia saadaan, kun luiskan vaikutus huomioidaan suoraan kaltevan maanpinnan passiivipainekertoimen avulla. Neljäntenä luiskan vaikutuksen huomioimisen tapana tutkimuksessa oli luiskan vaikutuksen huomioiminen maan sivuvastuksen ääriarvossa erillisen luiskakertoimen avulla. Tällöin passiivipainekertoimenä käytettiin tasaisen maan passiivipainekerrointa. Passiivipainekertoimen ja luiskakertoimen avulla tehtävässä luiskan vaikutuksen redusoinnissa ei alustalukumenetelmän jousien sijaintia redusoitu enää erikseen. Alustalukumenetelmällä tehdyt laskennat tehtiin Autodesk Robot -ohjelmalla, joka mahdollisti jousitukien epälineaarisen käyttäytymisen mallintamisen sivusiirtymän mukaan, joten jokainen laskenta saatiin tehtyä yhdellä kertaa. Robotlaskennoissa käytettiin kahta erilaista rakennemallia, jolloin paalun alapäässä käytettiin eri vapausasteita sivusuuntaisten siirtymien sallimiseen.

Tutkimuksessa tuli ilmi, että kummankaan suunnitteluohjeen ohjeistama menetelmä ei antanut alustalukumenetelmällä Plaxis-mallinnuksia vastaavia kuormitus-siirtymä -kuvaajia. Koska näissä menetelmissä luiskan vaikutus otettiin huomioon jousien sijaintia alentamalla ja maan jännitystasoa pienentämällä, muodostuivat paalun sivusiirtymät todellista suuremmiksi pienillä kuormituksilla. Suurilla kuormituksilla nämä menetelmät taas yliarvioivat maan lujuutta ja antavat koekuormituksia pienempiä siirtymiä. Passiivipainekertoimen avulla tapahtuneella luiskan vaikutuksen redusoinnilla alustalukumenetelmä antoi liian suuria siirtymiä koekuormituksiin verrattuna ja jousitukien ääriarvo tuli vastaan koekuormitusten siirtymiä pienemmillä siirtymillä. Pelkkä tasaisen ja kaltevan maanpinnan passiivipainekertoimien suhde antoi siis liian heikkoja jousitukia, jolloin jousien tukeva vaikutus loppui jo pienillä siirtymillä. Parhaiten Plaxis-mallinnuksia vastaavia tuloksia saatiin, kun luiskan vaikutus otettiin huomioon pienentämällä maan sivuvastuksen ääriarvoa erillisen luiskakertoimen avulla. Alustalukuina käytettiin tällöin tasaisen maan alustalukuja vastaavia alustalukuja. Alustalukumenetelmässä alustaluku määrää sivuvastuksen ääriarvon saavuttamiseen vaadittavan siirtymän suuruuden, joten kun sivuvastuksen ääriarvo oli luiskakertoimen takia pienempi, oli myös täyteen sivuvastuksen arvoon vaadittavan siirtymän suuruus pienempi.

Myös rakennemallin vaikutus mitoitukseen ilmeni merkittäväksi. Rautateiden pylväspärustukset ovat varsin lyhyitä ja pienien pystysuuntaisten ja suurten vaakasuuntaisten kuormitusten takia sivukapasiteetti on paaluperustusta mitoittaessa mitoittava tekijä. Lyhyellä paalulla paalun alapään vaakasuuntaisten siirtymien vapausaste vaikuttaa jousitukien toimintaan merkittävästi. Lyhyt paalu kiertyy maassa jäykkänä kappaleena, joten rakennemallissa paalun alapään vaakasuuntaisten siirtymien täytyy olla vapaita. Tällöin laskentaohjelma hakee itse paalulle kiertokeskiön ja jousitukien tukivoimat kehittyvät paalun sivusiirtymien mukaan. Jos paalun alapään vaakasiirtymät on estetty, ei rakennemalli yleensä vastaa todellisuutta ja laskennassa saatavat vaakasiirtymät ovat todellista pienempiä. Rakennemallin valintaa voi myös tarkastella laskemalla kappaleessa 4.1.2 esitetty L/R- tai L/T-suhde. Jos suhde on selkeästi alle neljä, paalua tulee käsitellä maassa kiertyvänä jäykkänä kappaleena. Tällöin laskentamalliksi pitää valita sellainen malli, joka sallii paalun alapään vaakasuuntaiset siirtymät.

Johtopäätöksenä luiskan vaikutuksen mallintamisesta voidaan sanoa, että parhaiten luiskan vaikutus sivukuormituksen aiheuttamiin vaakasiirtymiin saadaan huomioitua, kun alustalukumenetelmässä maan sivuvastuksen ääriarvoa pienennetään luiskakertoimen avulla ja rakennemallissa on paalun alapään vaakasuuntaiset siirtymät vapaita. Tällainen menetelmä antoi parhaiten mallinnuksia vastaavan tuloksen kokonaan ratapengerluiskassa olevan paaluperustuksen alustalukumenetelmän mukaisella mitoituksella.



### 8.2.2 Junakuorman vaikutus paaluperustuksen käyttäytymiseen

Junakuorman vaikutusta sivukuormitetun paaluperustuksen käyttäytymiseen tutkittiin Plaxis3D-mallinnusten avulla. Ohjelmaan mallinnettiin ratapenger ja luiskaan asennettu paaluperustus. Junakuorma mallinnettiin ohjelmaan staattisena kuormituksena vaunun pyörien kohdalle tulevilla pistekuormilla. Tavoitteena oli selvittää, miten junakuorma vaikuttaa paaluperustuksen käyttäytymiseen.

Mallinnuksissa ilmeni, ettei junakuorma käytännössä vaikuttanut paaluperustuksen toimintaan millään tavalla. Perustus käyttäytyi sivukuormituksessa samalla tavalla junakuorman vaikuttaessa ja ilman junakuormaa. Näin ollen voidaan tehdä johtopäätös, ettei paaluperustuksen mitoituksessa tarvitse huomioida junakuorman vaikutusta perustuksen käyttäytymiseen.

Muuten mallinnuksissa ilmeni, että Plaxis aliarvioi siirtymien suuruutta. Syynä tälle voi olla ratapenkereen materiaaliominaisuudet ja niiden jäykkyysarvojen yliarviointi luiskän läheisyydessä. Käytetyt ratapenkereen eristyskerroksen materiaaliominaisuudet olivat samat ratapenkereen keskellä ja reunoilla. Plaxiksella saadut siirtymät ja perustuksen käyttäytyminen olivat hienon hiekan materiaaliominaisuuksilla mallinnetulla penkereellä samaa suuruusluokkaa moreenipenkereessä olevalle putkipaaluperustukselle tehtyjen koekuormitusten kanssa.

## 9 Johtopäätökset ja jatkotoimenpiteet

### 9.1 Johtopäätökset

Tutkimuksen kohteena oli sivukuormitettujen pylväsperustusten geoteknisen käyttäytymisen tutkiminen. Tutkimuksen sovelluskohteina olivat erityisesti rautatieympäristön pylväsperustukset, mutta tuloksia voidaan soveltaa myös muihin sivukuormitettuihin pylväsperustuksiin. Maanvaraisen anturallisen perustuksen osalta tässä tutkimuksessa keskityttiin tutkimaan ratapengerluiskan ja junakuorman vaikutusta sivukuormitetun anturaperustuksen kantokestävyyteen ja geotekniseen käyttäytymiseen. Paaluperustusten osalta tutkittiin ratapengerluiskan ja junakuorman vaikutusta paaluperustuksen sivukuormituskestävyyteen.

#### 9.1.1 Anturallinen perustus

Anturallisen perustuksen mitoituksessa luiskan vaikutus kantokestävyyteen on otettu huomioon käyttämällä luiskan kaltevuudesta riippuvaa pienennyskerrointa tasaiselle maanpinnalle lasketulle kantokestävyydelle. Pienennyskerroimen suuruus vaihtelee eri lähteiden mukaan. Ohjeessa *Sillan geotekninen suunnittelu* (Liikennevirasto 2012) luiskan vaikutus kantokestävyyteen ohjeistetaan huomioitavaksi Brinch Hansenin kantokestävyysteoriaan perustuvalla yhtälöllä. Ohjeessa *Rautateiden melusteet* (Ratahallintokeskus 2004) luiskan vaikutuksen pienennyskerroimiksi ohjeistetaan arvoja, jotka perustuvat Kulmalan (1995) diplomityössään tekemiin koekuormituksiin laboratorioolosuhteissa. Apuna luiskan vaikutuksen tutkimisessa oli aiemmin ratapylväsperustuksille tehtyjä koekuormituksia, joille tehtiin vertailulaskelmia Eurokoodin mukaisella kantavuuskaavalla yllä mainittujen ohjeiden mukaisia luiskan vaikutuksen pienennyskerroimia käyttäen.

Tutkimuksen aikana ilmeni, että sivukuormittamalla murtoon kuormitetun anturallisen perustuksen murtomekanismi poikkeaa kantokestävyysteorioiden olettamasta perustuksen ja maapohjan murtumistavasta. Kantavuuskaavan oletama murtuminen tapahtuu perustuksen alapuolisen maan liukupintamurtumisena kasvaneen pystykuorman seurauksena. Koekuormitukset oli tehty kasvattamalla perustuksen sivukuormitusta pystysuuntaisen kuormituksen pysyessä vakiona. Tällaisella kuormitustavalla perustus murtuu kaatumalla jäykkänä kappaleena kaatavan momentin ylittäessä pystyssä pitävien voimien ja ympäröivän maan tukevan vaikutuksen. Vaikka tehdyt koekuormitukset ja kantavuuskaavan avulla tehdyt vertailulaskelmat eivät olleet täysin vertailukelpoisia, luiskan vaikutuksesta kantokestävyyteen voitiin todeta, että Brinch Hansenin mukainen luiskakerroin yliarvioi luiskan pienentävää vaikutusta kantokestävyyteen ja antaa ratapengerolosuhteissa todellista pienempiä kantokestävyyksiä. Luiskakertoimet, jotka perustuvat Kulmalan diplomityöhön ovat suuruusluokaltaan oikeampia. Lisäksi tutkimuksessa ilmeni, että perustuksen alapuolisen täytön ja ympärystytön tiivistyksellä on merkittävä vaikutus anturallisen perustuksen momenttikestävyyteen.

Junakuorman ja maanpaineen vaikutusta luiskaan perustetun anturallisen perustuksen käyttäytymisen tutkittiin mallintamalla ratapengerluiskaan perustettu perustus Plaxis3D-ohjelmalla. Plaxis-mallinnuksen perusteella junakuorman vaikutus pengerluiskaan päin kuormitettuun perustukseen on perustusta tukeva. Tulosten mukaan junakuorma vaikuttaa perustuksen pilariosaan sitä luiskaan päin kuormittavasti ja perustuksen anturaosaan rataan päin kuormittavasti. Junakuorman anturaosaan ja pilariosaan vaikuttavan kuormituksen yhteisvaikutuksesta perustus kallistui rataan päin eikä luiskaan päin. Sivukuormitustapauksissa luiskaan päin tapahtuva kuormitus on useimmiten määräävä kuormitustapaus, joten junakuorman vaikutus olisi Plaxis-mallinnuksen perusteella perustusta

tukeva kuorma. Rakenteellisessa mitoituksessa junakuorma ja yläluiskan puoleinen maanpaine aiheuttivat peruspilarille taivutusrasitusta, kun perustukseen ei kohdistunut ulkoista sivukuormitusta. Kun perustusta kuormitti sivukuormitus luiskaan päin, pieneni junakuorman ja maanpaineen aiheuttama rasitus, koska sivukuormitus irrotti peruspilarin yläosan maasta hetkellisesti. Tällöin maanpaineen ja junakuorman vaikutus kohdistui vain peruspilarin alaosaan. Samaan aikaan peruspilariin kohdistui tukevaa passiivista maanpainetta luiskan puolella, joka myös pienensi junakuorman ja radan puoleisen maanpaineen aiheuttamaa peruspilariin kohdistuvaa taivutusrasitusta.

### 9.1.2 Paaluperustus

Paaluperustuksen osalta yhtenä tavoitteena oli tutkia luiskan vaikutusta sivukuormitetun paaluperustuksen käyttäytymiseen ja miten luiska otetaan huomioon paaluperustusta mitoittaessa alustalukumenetelmällä. Luiskan huomioimiseen alustalukujen määrityksessä on olemassa erilaisia ohjeita lähteistä riippuen. Ohjeissa *Sillan geotekninen suunnittelu* (Liikennevirasto 2012) ja *Rautateiden melusteet* (Ratahallintokeskus 2004) on kummassakin omat toisistaan poikkeavat ohjeistukset luiskan vaikutuksen huomioimiseen alustalukujen määrityksessä. Tutkimuksessa ilmeni, että kummankaan suunniteluohjeen ohjeistama menetelmä ei antanut alustalukumenetelmällä Plaxis-mallinnuksia vastaavia kuormitus-siirtymä -kuvaajia. Pienillä kuormituksilla ohjeiden mukaiset luiskan vaikutuksen redusointitavat yliarvioivat vaakasiirtymiä ja suurilla kuormituksilla nämä menetelmät taas yliarvioivat maan lujutta ja antavat todellista pienempiä siirtymiä. Parhaiten koekuormitustilanteita ja Plaxis-mallinnuksia vastaavia tuloksia saatiin, kun luiskan vaikutus otettiin huomioon pienentämällä maan sivuvastuksen ääriarvoa erillisen luiskakertoimen avulla. Alustalukuina käytettiin tällöin tasaisen maan alustalukuja vastaavia alustalukuja. Alustalukumenetelmässä alustaluku määrää sivuvastuksen ääriarvon saavuttamiseen vaadittavan siirtymän suuruuden, joten kun sivuvastuksen ääriarvo oli luiskakertoimen takia pienempi, oli myös täyteen sivuvastuksen arvoon vaadittavan siirtymän suuruus pienempi.

Myös rakennemallin vaikutus mitoitukseen ilmeni merkittäväksi. Rautateiden pylväsperustukset ovat varsin lyhyitä ja pienien pystysuuntaisten ja suurten vaakasuuntaisten kuormitusten takia sivukapasiteetti on paaluperustusta mitoittaessa mitoittava tekijä. Lyhyellä paalulla paalun alapään vaakasuuntaisten siirtymien vapausaste vaikuttaa jousitukien toimintaan merkittävästi. Lyhyt paalu kiertyy maassa jäykkänä kappaleena, joten rakennemallissa paalun alapään vaakasuuntaisten siirtymien täytyy olla vapaita. Tällöin laskentaohjelma hakee itse paalulle kiertokeskiön ja jousitukien tukivoimat kehittyvät paalun sivusiirtymien mukaan. Jos paalun alapäässä on niveltuki, jonka vaakasiirtymät on estetty, ei rakennemalli yleensä vastaa todellisuutta ja laskennassa saatavat vaakasiirtymät ovat todellista pienempiä.

Junakuorma ei Plaxis-mallinnusten perusteella käytännössä vaikuttanut paaluperustuksen käyttäytymiseen. Perustus käyttäytyi sivukuormituksessa samalla tavalla junakuorman vaikuttaessa ja ilman junakuormaa

## 9.2 Sivukuormitetun perustuksen mitoittaminen

Vaikka sivukuormittamalla murtoon kuormitetun anturallisen perustuksen murtomekanismin huomattiin poikkeavan kantavuuskaavan olettamasta murtomekanismista, on sivukuormitetujen anturaperustusten mitoittaminen kantavuuskaavalla perusteltua ainakin silloin, kun sivukuormitus on pieni ja sen aiheuttama kuorman epäkeskisyys jää pieneksi.

Mitoitusohjeessa on määrätty, ettei epäkeskisyys saa ylittää arvoa  $B/3$ , kun anturallisen perustuksen mitoitus tehdään kantavuuskaavalla DA2\*-mitoitustapaa käyttäen. Epäkeskisyyden kasvu vaikuttaa kahdella tavalla: anturan teoreettinen toimiva ala pienenee, jolloin pystykuorma jakautuu pienemmälle alueelle ja pohjapaine kasvaa. Koska toimiva leveys  $B' = B - 2e$ , alkaa epäkeskisyyden kasvu suurentaa kuormituksen aiheuttamaa pohjapainetta nopeasti, kun epäkeskisyys kasvaa yli arvon  $B/3$ . Näissä tilanteissa tulee jo perustuksen mittatoleransseihin sisältyvillä leveyden muutoksilla suuria vaikutuksia maapohjan laskennalliselle kuormitukselle. Toisaalta epäkeskisyyden kasvu ja tehokkaan leveyden pieneneminen vaikuttaa kantavuuskaavan (yhtälö 3.30)  $\gamma$ -osan vaikutukseen. Kun  $B'$  pienenee, alkaa kantavuuskaavan antama kantokestävyys kitkamaalla muodostua pelkästään kaavan keskimmäisestä  $q$ -osasta, jonka suurin muuttuva tekijä on perustamistasossa vaikuttava pystyjännitys ja sitä kautta perustamissyvyys. Lisäksi kun perustuksen tehokas leveys pienenee, muuttuu perustuksen teoreettinen tyyppi syväperustukseksi, koska  $D/B' \gg 1$ . Tällaisen perustuksen mitoittamiseen ei kantavuuskaava enää toimi. Näin ollen epäkeskisyyden rajoittaminen on perusteltua. Voimakkaasti sivukuormitetulla perustuksella epäkeskisyyden rajoittaminen muodostuu herkästi mitoittavaksi tekijäksi perustuksen leveyttä määritettäessä. Rautateiden pylväasperustuksilla, melusteilla ja muilla samankaltaisilla perustuksilla pystysuuntaiset kuormitukset ovat pieniä, joten sivukuormituksissa epäkeskisyydet kasvavat nopeasti yli raja-arvon  $B/3$ .

Alustalukumenetelmä on tarkoitettu sivukuormitettujen paalujen mitoitukseen. Alustalukumenetelmällä mitoittavan paaluperustuksen mitoitukseen ei kuorman epäkeskisyys vaikuta suoraan. Pienten pystykuormien takia paalun pystysuuntainen kapasiteetti on yleensä suuri kuormitukseen nähden. Siten mitoittavaksi tekijäksi muodostuu sivukapasiteetti murtoa tai sallittuja muodonmuutoksia vastaan. Käytännössä sallitut muodonmuutosten raja-arvot ovat lähes aina mitoituksen määräävä tekijä. Paaluperustuksella sivukuormituskapasiteetin täysi hyödyntäminen on yksinkertaisempaa kuin anturallisella perustuksella, jolla perustuksen anturaosan ja pilariosan yhteistoiminnan huomiointi sivukuormituskapasiteetissa on käsinlaskentamenetelmillä hankalaa. Tämän seurauksena osa anturallisen perustuksen sivukuormituskapasiteetista jää helposti käyttämättä analyttisessä mitoituksessa. Paaluperustuksella ei ole anturaosaa, joten sen sivukuormituskapasiteetti koostuu pelkästään paalun sivuvastuksesta.

Pohjarakennuksen kannalta putkipaaluperustus on usein helpompi asentaa kuin anturallinen perustus. Maaperän kivisyys voi kuitenkin vaikeuttaa lyömällä asennettavan putkipaaluperustuksen tunkeutumista riittävän syvälle. Olemassa olevalle radalle asennettava anturallinen perustus vaatii kaivannon. Putkipaaluperustuksen asentaminen ei vaadi kaivantoa, vaan perustus voidaan lyödä maahan ilman, että maata radan vierellä kaivetaan. Uudelle radalle anturallinen perustus voidaan asentaa radan rakentamisen yhteydessä, jolloin erillistä kaivantoa ei tarvita. Toisaalta putkipaaluperustuksen täytyy ulottua riittävän syvälle, jotta sen sivukuormituskapasiteetti saadaan riittäväksi. Näin ollen kivisessä maassa tai lähellä kalliota olevissa perustuksissa on käytettävä porapaaluperustusta. Etenkin olemassa olevilla radoilla putkipaaluperustus saattaa olla usein kätevämpi tapa tehdä pylväasperustuksia nopean ja kaivannottoman asennustapansa vuoksi.

### 9.3 *Jatkotoimenpiteet*

Sivukuormittamalla tehtyjen koekuormitusten käyttäminen anturallisen perustuksen kantavuuskaavalaskentojen vertailuaineistona ei ole paras tapa tutkia esimerkiksi kantavuuskaavan luiskakertoimen oikeellisuutta johtuen koekuormitettujen perustusten erilaisesta murtumistavasta kantavuuskaavan oletuksiin verrattuna. Jos halutaan selvittää kantavuuskaavassa käytettävän luiskakertoimen oikeellisuutta, täytyisi koekuormitusten

olla sellaisia, että kantavuuskaavan oletama maan murtumistapa syntyy. Perustamissyvyyden tai kuorman epäkeskisyyden vaikutusta luiskakertoimeen pitäisi myös tutkia. Luiskan vaikutus kantokestävyyteen vaihtelee luultavasti eri perustamissyvyyksillä ja kuormitusresultantin epäkeskisyyksillä.

Anturallisen perustuksen murren mallintaminen sivukuormittamalla ei onnistunut Plaxis3D-ohjelmalla. Syynä tähän oli luultavasti sivukuormitetun perustuksen murtumistapa kaatumalla jäykkänä kappaleena kaatavan momentin kasvaessa perustuksen tukevia voimia suuremmaksi. Tämä murtomekanismi teki todennäköisesti 3D-laskennasta erittäin raskaan ja ohjelman murtohetken iterointi olisi vaatinut erittäin pitkän laskentaajan. Plaxis2D:llä murren mallintaminen sivukuormittamalla onnistui, joten siitä saatiin viitteitä perustuksen murtumistavasta. Mallinnus, jossa perustuksen murtokuormitus tehdään pystykuormituksella, saattaisi onnistua Plaxis3D:llä paremmin, koska tällöin maapohjan murtuminen tapahtuisi liukupintamurtumana. Esimerkiksi Plaxisilla voisi mallintaa anturallisia perustuksia eri perustussyvyyksillä ja kuorman epäkeskisyyksillä ja tutkia näiden vaikutusta luiskakertoimen suuruuteen. Luiskan kaltevuuksia tulisi mallinnuksessa olla myös useampia.

Paaluperustuksien osalta parametriherkkyystarkastelut jätettiin tästä tutkimuksesta pois. Alustalukumenetelmän osalta pitäisi tehdä lisätutkimuksia materiaaliparametrien muutoksen vaikutusta paaluperustuksen käyttäytymiseen. Myöskään luiskan vaikutusta ei tutkittu kuin yhdellä tyypillisellä ratapenkereen luiskankaltevuudella (1:1,5). Lisätutkimuksia, koekuormituksia ja mallinnuksia pitäisi tehdä erilaisille luiskan kaltevuuksille, jolloin saataisiin tutkimustietoa luiskan vaikutuksesta ja esimerkiksi sivuvastuksen ääriarvon pienennyskertoimien oikeellisuudesta muillakin luiskan kaltevuuksilla kuin 1:1,5 kaltevuudella. Lisäksi myös tilanne, jossa perustus sijoittuu maavalliin, pitäisi tarkastella koekuormituksilla ja mallinnoilla. Tällaisia perustustilanteita esiintyy esimerkiksi melusteiden perustuksissa. Koekuormituksia pitäisi tehdä myös eri paalun pituuksilla ja halkaisijoilla useissa eri pohjaolosuhteissa. Tällöin saataisiin parempaa vertailutietoa johtopäätöksiä varten.

Junakuorman vaikutusta voisi tutkia todellisessa ympäristössä asentamalla perustuksiin mitta-antureita, joilla saataisiin tietoa perustuksen liikkeistä ja siihen kohdistuvista kuormituksista todellisessa tilanteessa.

## Lähdeluettelo

Bergdahl, U. Ottosson, E., Malmborg, B. 1993. Plattgrundläggning. Tukholma: AB Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut. 282 s. ISBN 91-7332-662-3.

Brinch Hansen, J. 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Reprint of Lecture in Japan, October 1968. Geoteknisk Institut, The Danish Geotechnical Institute. Bulletin No. 28. 21 s.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013a. Plaxis 3D 2013. General information. Alankomaat: Plaxis bv. 14 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013b. Plaxis 3D 2013. Part 2: Reference Manual. Alankomaat: Plaxis bv. 320 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013c. Plaxis 3D 2013. Part 3: Material Models Manual. Alankomaat: Plaxis bv. 194 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Broms, B.B. 1964a. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM2, s. 27-64.

Broms, B.B. 1964b. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM3, s. 123-156.

Broms, B.B. 1972. Stability of Flexible Structures (Piles and Groups), Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 239-269.

Bowles, J.E. 1982. Foundation Analysis and Design. Third Edition. McGraw-Hill, Inc. ISBN 0-07-006770-8.

Bowles, J.E. 1997. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc. ISBN 0-07-912247-7.

Dao, T.P.T. 2011. Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading. Master of Science Thesis. Delft: Delft University of Technology. 113 s.

Das, B. 2010. Geotechnical Engineering Handbook. Yhdysvallat: J. Ross Publishing Incorporation. 1000 s. ISBN 978-193-215-983-7.

Fröchlich, H. 1936. Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Berliini: Wilhelm Ernst & Sohn. 81 s.

Heikkilä, J. 1988. Putkipaalumerkkien geotekninen mitoitus. Diplomityö. Tampereen Teknillinen korkeakoulu. Tampere.

InfraRYL 2012. 2012. Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset: Helsinki: Rakennustieto Oy. (sähköinen).

Kalliainen, A., Kolisoja, P., Nurmikolu, A. 2014 Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. Helsinki: Liikennevirasto. 174 s. ISBN 978-952-317-040-7 (sähköinen).

Koskinen, M., Rantala, J. 2003. PYRAMIT - Pylväsmäisten ylärakenteiden paaluperustusjärjestelmien mitoitusmenetelmät. Espoo: Otamedia Oy. 160 s. ISSN 1459-6938.

Kulmala, H. 1994. Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. Diplomityö. Tampereen Teknillinen korkeakoulu. Tampere. 167 s.

Kulman, M. 2001a. Rautateiden maanvaraiset pylväasperustukset. Lisensiaatintutkimus. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto. Tampere. 195 s.

Kulman, M. 2001b. Rautateiden maanvaraiset pylväasperustukset, koekuormitusraportti. Ratahallintokeskuksen julkaisu A7/2001. Helsinki: Ratahallintokeskus. 35 s. ISBN 952-445-054-2.

Lee, I.K. 1962. Bearing Capacity of Foundations with Particular Reference to the Melbourne Area. Journal of Institution of Engineers, Australia, Vol. 34 s. 283-291.

Liikennevirasto. 2012a. Sillan geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 11/2012. Helsinki: Liikennevirasto. 49 s. ISBN 978-952-255-143-6 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2012b. Tien geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 10/2012. Helsinki: Liikennevirasto. 40 s. ISBN 978-952-255-141-2 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2013a. Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 5 Sähköistetty rata. Liikenneviraston ohjeita 21/2013. Helsinki: Liikennevirasto. 109 s. ISBN 978-952-255-285-3 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2013b. Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Liikenneviraston ohjeita 35/2013. Helsinki: Liikennevirasto. 73 s. ISBN 978-952-255-364-5 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2014a. Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 17/2014. Helsinki: Liikennevirasto. 38 s. ISBN 978-952-255-454-3 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2014b. Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 5/2014. Helsinki: Liikennevirasto. 52 s. ISBN 978-952-255-407-9 (sähköinen).

Meyerhof, G.G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. Geotechnique Vol. 2, No. 4. s. 301-332.

Meyerhof, G.G. 1957. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, s. 384-386.

Nurmikolu, A. 2004. Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa. Ratahallintokeskuksen julkaisu A 4/2004. Helsinki: Ratahallintokeskus. 193 s. ISBN 952-445-100-x.

Nylund, S. 1971. Vaakavoiman ja taivutusmomentin rasittaman paalun laskeminen. Rakenteiden mekaniikka 4: 21-33. Helsinki: Rakenteiden mekaniikan seura.

Rantaniemi, M-L. 1993. Tukitelineperustusten kantokyky. Diplomityö. Tampereen Teknillinen korkeakoulu. Tampere. 143 s.

Rasi-Koskinen, H. 2014. Vaakasuuntaiset alustaluvut paaluperusteisissa silloissa. Diplomityö. Oulun yliopisto, teknillinen tiedekunta. Oulu. 123 s.

Ratahallintokeskus. 2001. Rautateiden maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset (RMYTL), osa9 pylväasperustukset. Helsinki: Ratahallintokeskus. 14 s. ISBN 952-445-059-3.

Ratahallintokeskus. 2004. Rautateiden meluesteet. Ratahallintokeskuksen julkaisuja B11. Helsinki: Ratahallintokeskus. 62 s. ISBN 952-445-103-4.

Ratahallintokeskus. 2009. Rautatien pylväasperustusten suunnitteluohje. Lausuntoversio 26.2.2009.

Reese, L., Cox, W., Koop, F. 1972. Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Sixth Annual Offshore Technology Conference. Texas: OTC 2080,

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 137 s. ISBN 951-758-439-3.

RIL 157-2 1990. 1990. Geomekaniikka II. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 433 s. ISBN 951-758-213-7.

RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7.

RIL 212-2001. 2001. Suurpaalutusohje SPO-2001. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 150 s. ISBN 951-758-412-1.

RIL 254-2011. 2011. Paalutusohje PO-2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 261 s. ISBN 978-951-758-528-6.

Schanz, T. & Vermeer, P. A. & Bonnier, P. G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis. Rotterdam: Balkema. 16 s. ISBN: 90-5809-040-X.

SFS-EN 1997-1. 2005. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 155 s.

Stenman, M. 2005. Grundläggningsmetoder för kontaktledningsfundament. Examensarbete. Luleå tekniska universitet. Luulaja. 81 s. ISSN 1407-1617.

Suutarinen, I. & Slunga, E. 1981. Lyhyiden lyöntipaalujen käyttö. VTT, Geotekniikanlaboratorio, tiedonanto 43. Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 94 s. ISBN 951-381-209-X.



Terzaghi, K. 1959. Teoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Tiehallinto. 1999. Teräsputkipaalut. TIEL 2173448-99. Helsinki: Tiehallinto. 77 s. ISBN 951-726-523-9.

Trafikverket. 2011. TK Geo 11. Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner. TRV publ nr 2011:047. Ruotsi: Trafikverket. 168 s. ISBN 978-91-7467-114-8.

Tsytovich, N. 1976. Soil Mechanics. Moskova: Mir Publishers.

Vinter, J. 2015. Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkereen toimivuuteen. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 96 s.

Öljymäki, M. 1997. Porapaalumenetelmien soveltaminen vaakakuormitetuissa rakenteissa. Diplomityö. Tampereen Teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio. Tampere.

## Liiteluettelo

Liite 1. Taulukot maan lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointiin. 2 sivua.

Liite 2. Nomogrammit eurokoodin mukaisten maanpaineekertoimien määrittämiseen. 8 sivua.

Liite 3. Anturallisen perustuksen momenttikestävyys laskentaesimerkki. 8 sivua.

Liite 4. Anturallisen perustuksen Plaxis3D-laskentojen tulokset, eristyskerros mallinnettu karkeasta hiekasta. 2 sivua.

Liite 5. Anturallisen perustuksen Plaxis3D-laskentojen tulokset, eristyskerros mallinnettu kalliomurskeesta. 2 sivua.

## Liite 1. Taulukot maan lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointiin

Taulukko 1. Karkean siltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella (Liikennevirasto 2012b, liite 1, s. 19).

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) pohjavedenpinnan		Leikkauskestävyyskulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametrit		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		m	$\beta$	Puristinkairaus $q_c$ (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2$ m	Heijarikairaus $L/0,2$ m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekka $d_{10} < 0,06$	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keskitiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10} > 0,06$	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keskitiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

\*Taulukon käytössä huomiotavaa:

Yksittäiset kivetkin voivat aiheuttaa kairausvastuksen, joka ei vastaa maakerroksen tiiveyttä. Painokairaus vastus hiekassa ja karkeassa siltissä voi olla myös erittäin alhainen ( $< 10 P_k/0,2$  m tai  $< 100 \text{ kg}/0,2\text{m}$ ), jolloin taulun arvot eivät ole voimassa.

Taulukko 2. Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointi soralla ja moreenilla (Liikennevirasto 2012b, liite 1, s. 21).

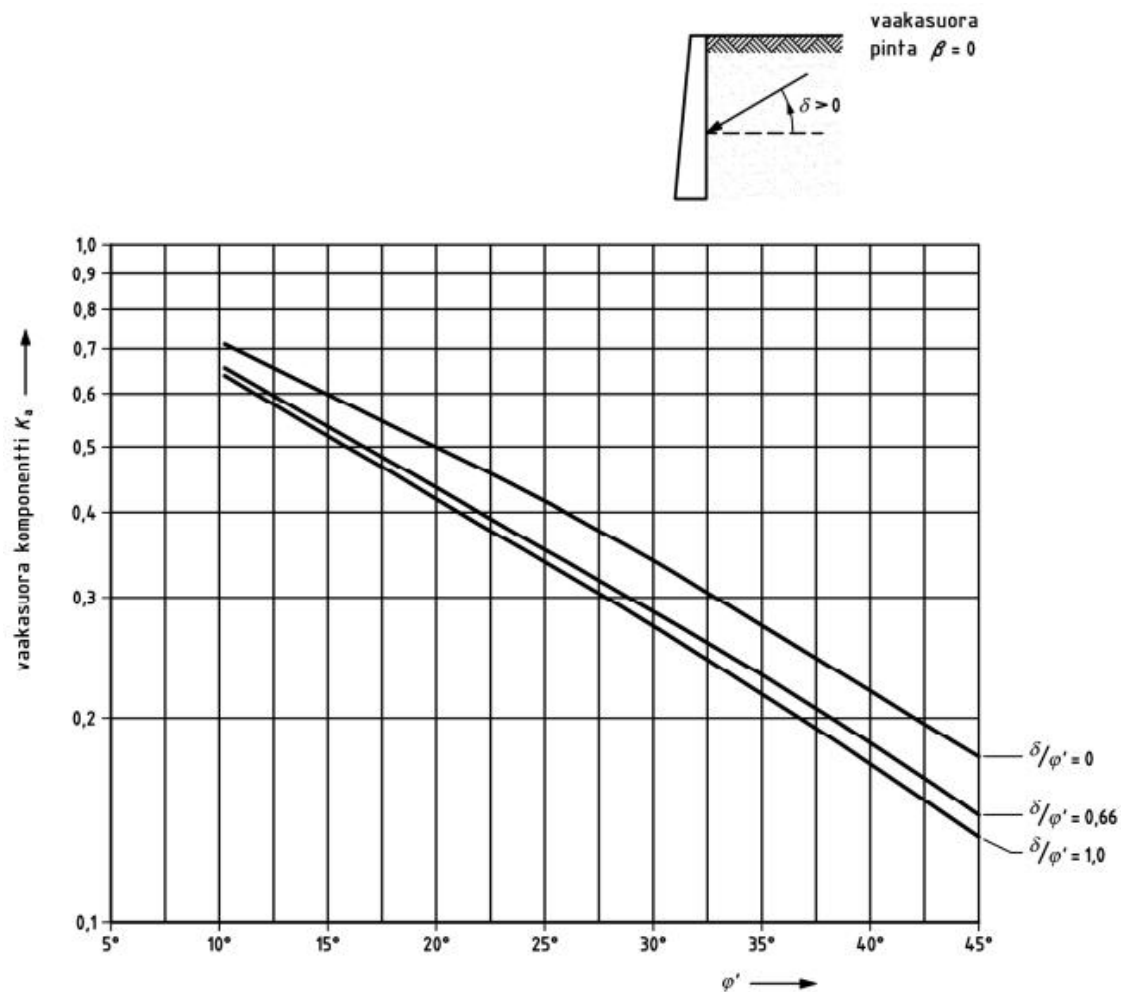
Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) pohjavedenpinnan		Leikkauskestävyyskulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		m	$\beta$	Puristinkairaus $q_c$ (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2$ m	Heijarikairaus $L/0,2$ m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keskitiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	( $\leq 100$ ) * 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250) * 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keskitiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömälä	> 140

(\*) jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristama.

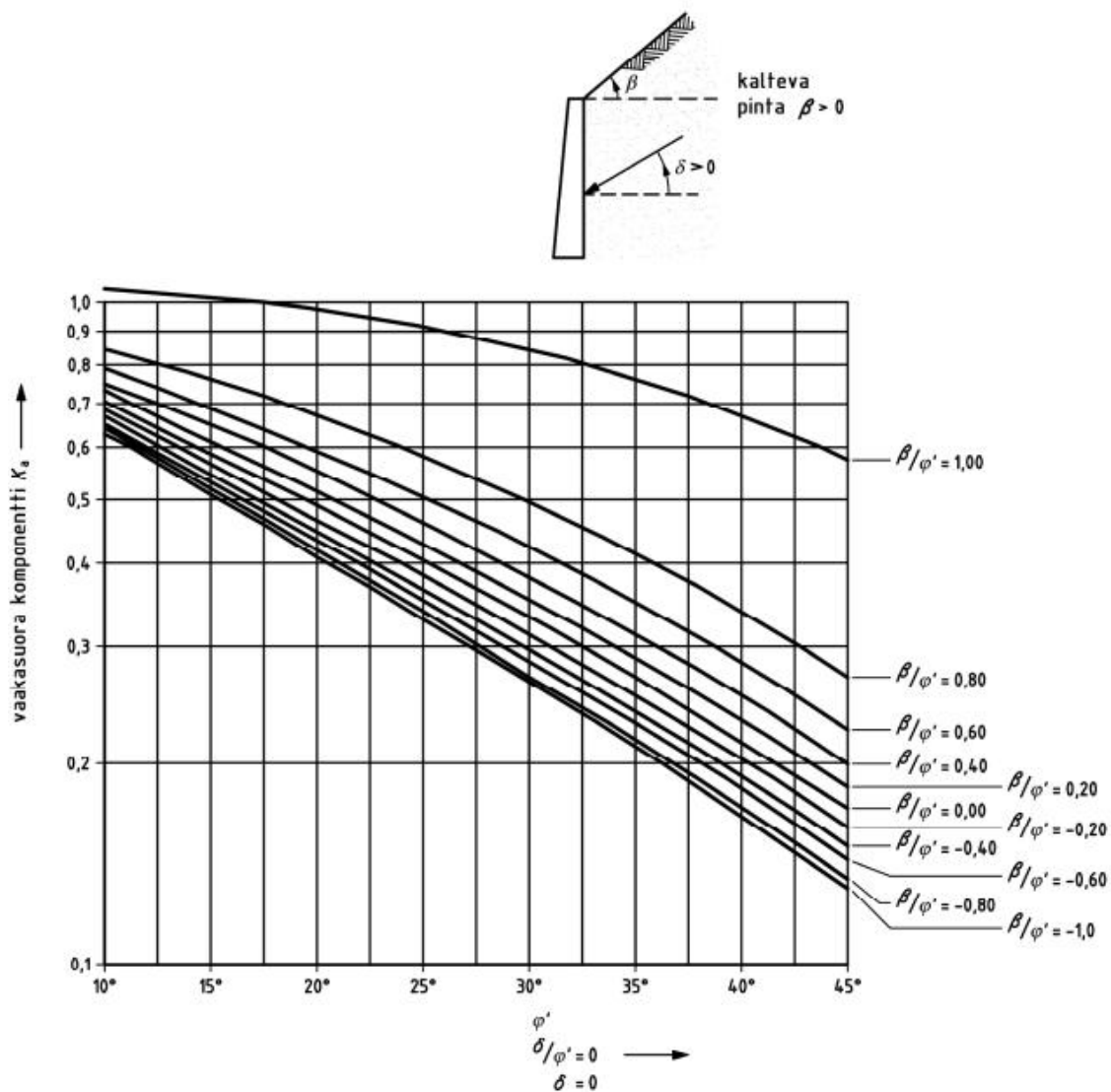
Taulukko 3. Louheen lujuus- ja muodonmuutosparametrien likimääräinen arviointi (Liikennevirasto 2012b, liite 1, s. 22).

Louheen raekoko	Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	Moduuliluku m	Jännityksenponentti $\theta$	Leikkauskestävyyskulman huippuarvo (°)
Esimurskattu louhe 0...150 / 0...300 mm	17 ... 22	500 ... 2000	0,5	38 ... 50
Louhe 0...300 / 0...600 mm	17 ... 22	300 ... 1500	0,5	38 ... 50

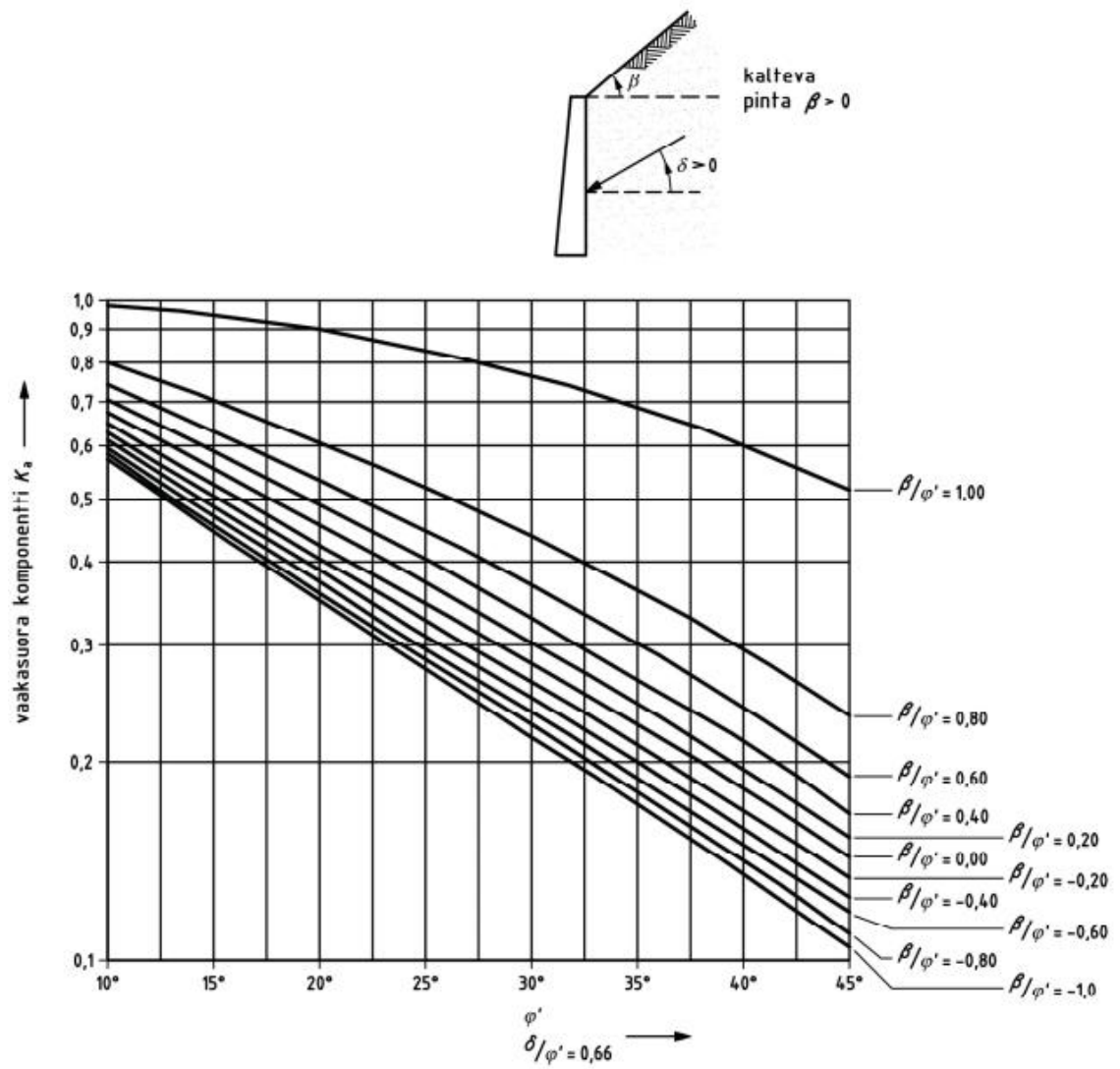
## Liite 2. Nomogrammit eurokoodin mukaisten maanpaineekertoimien määrittämiseen



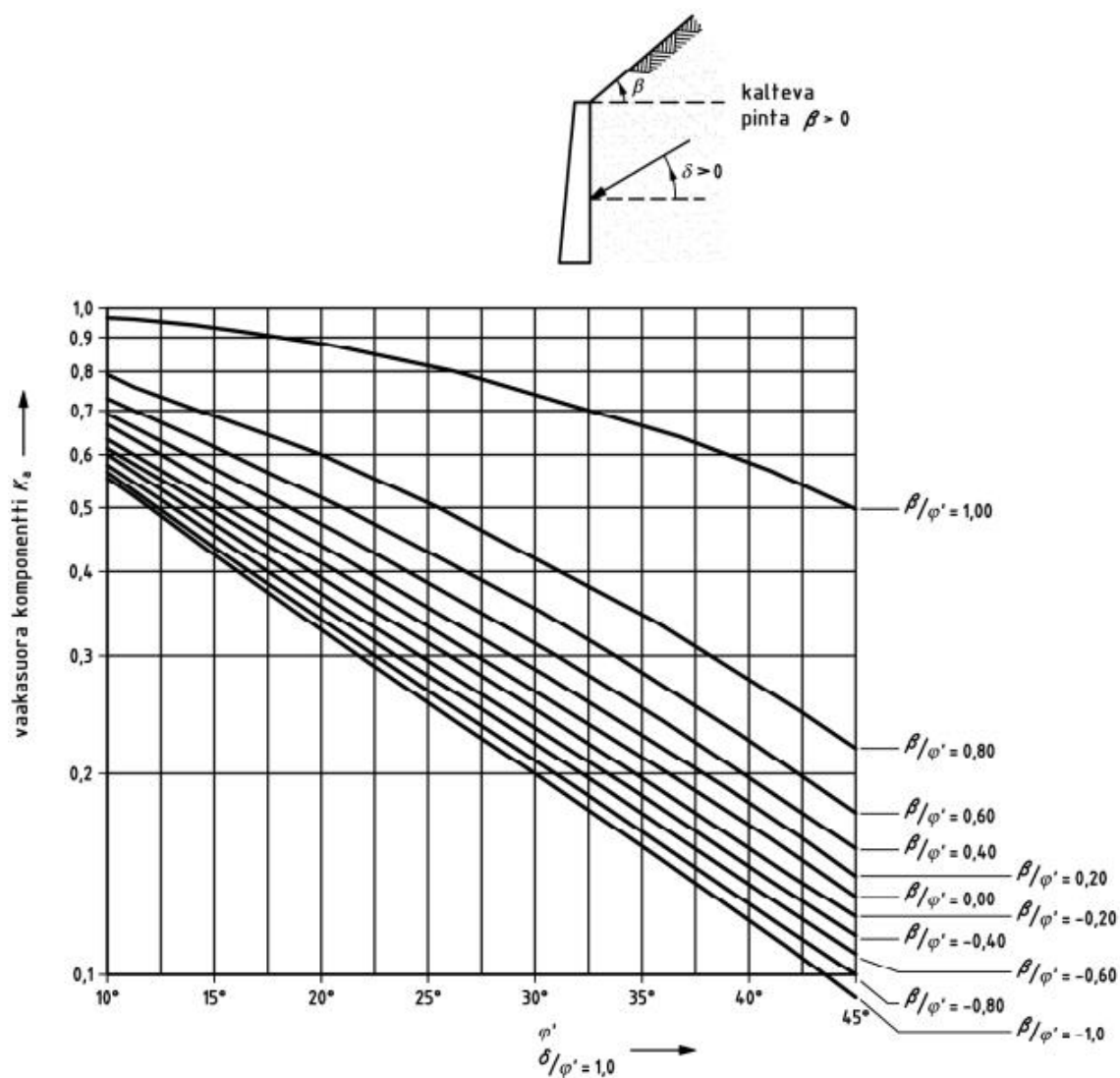
Kuva 1. Kertoimet  $K_a$  tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta vaakasuora ( $\beta = 0$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 131).



Kuva 2. Kertoimet  $K_a$  tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 0$  ja  $\delta = 0$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 132).

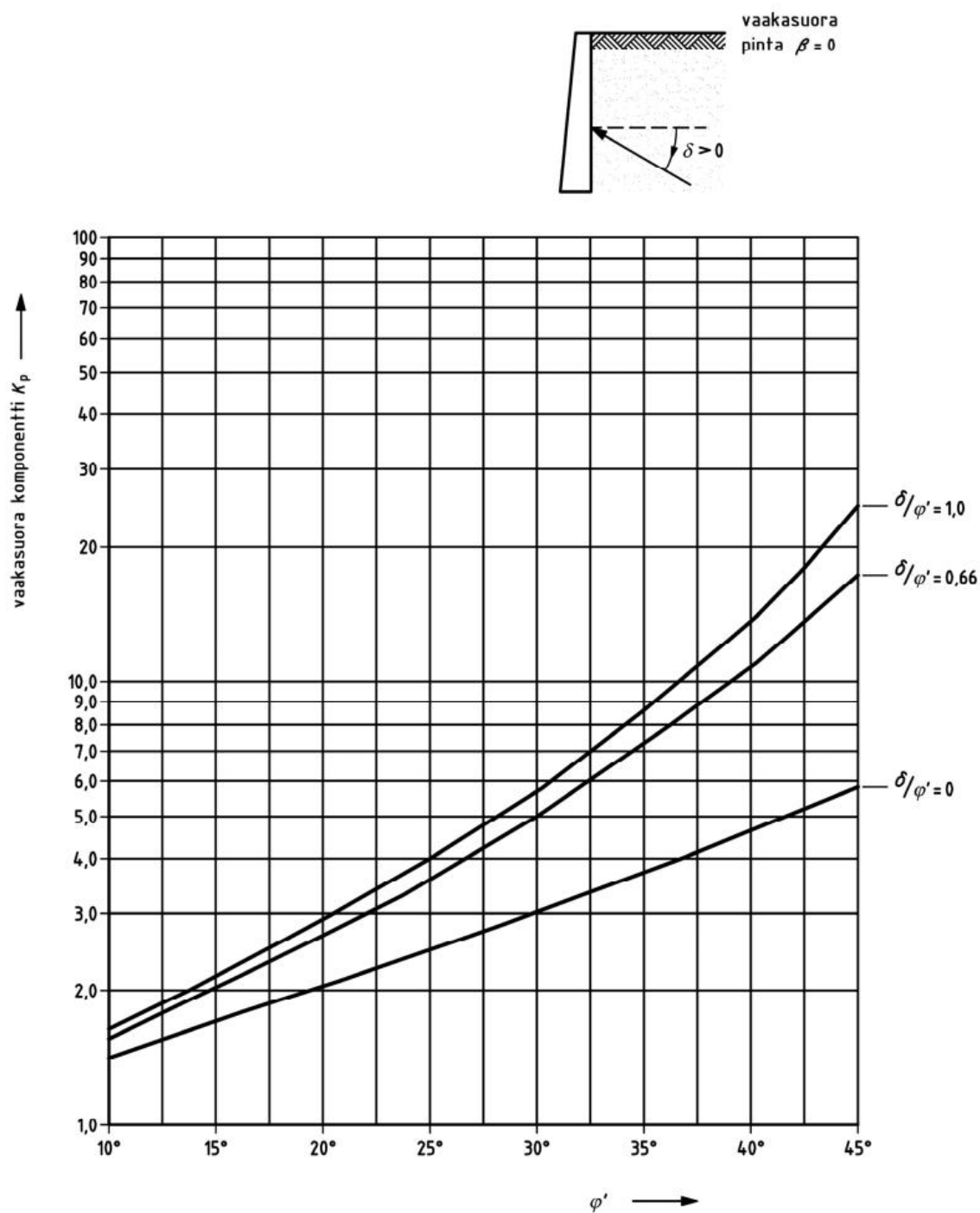


Kuva 3. Kertoimet  $K_a$  tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 0,66$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 133).

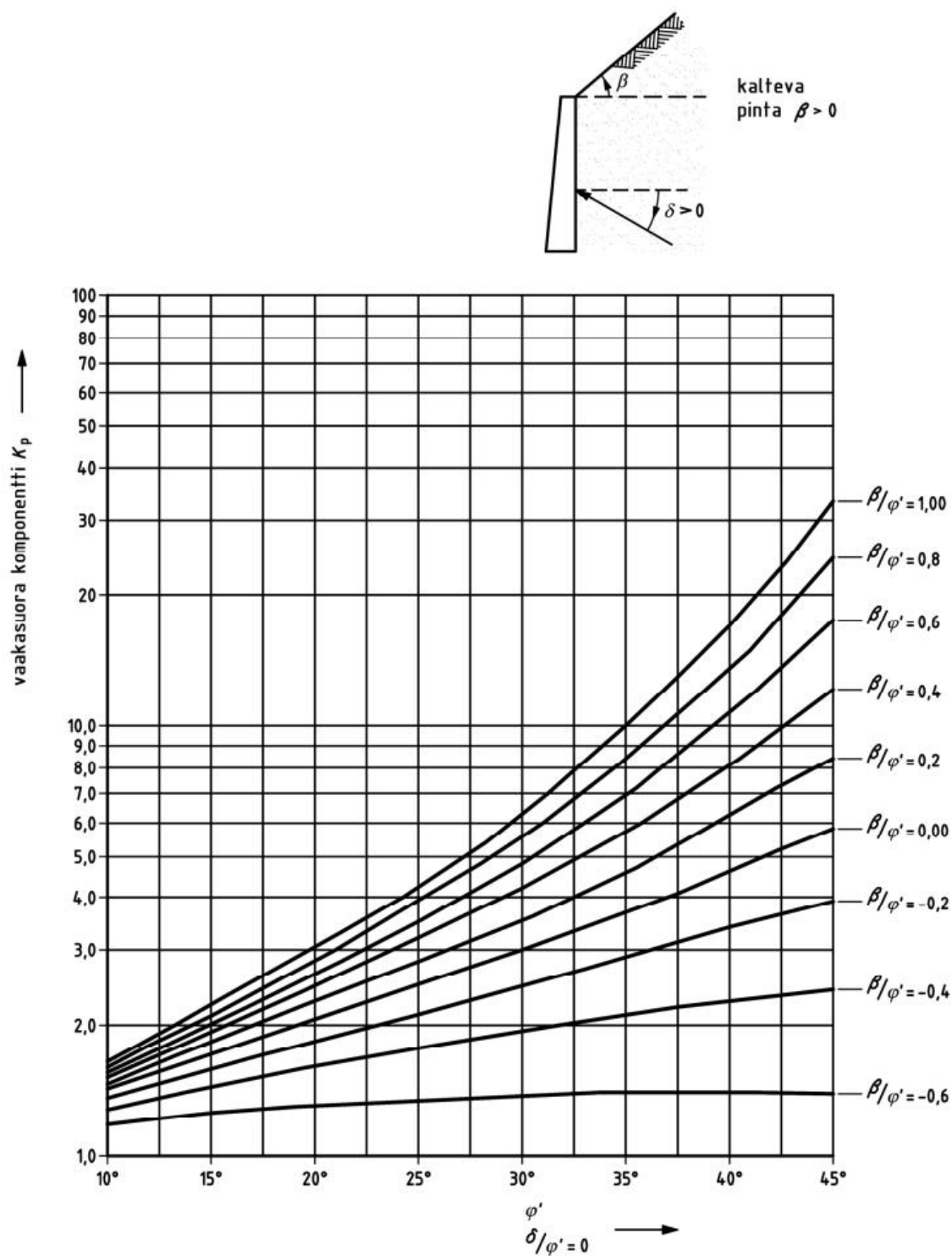


Kuva 4. Kertoimet  $K_a$  tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 1,0$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 134).

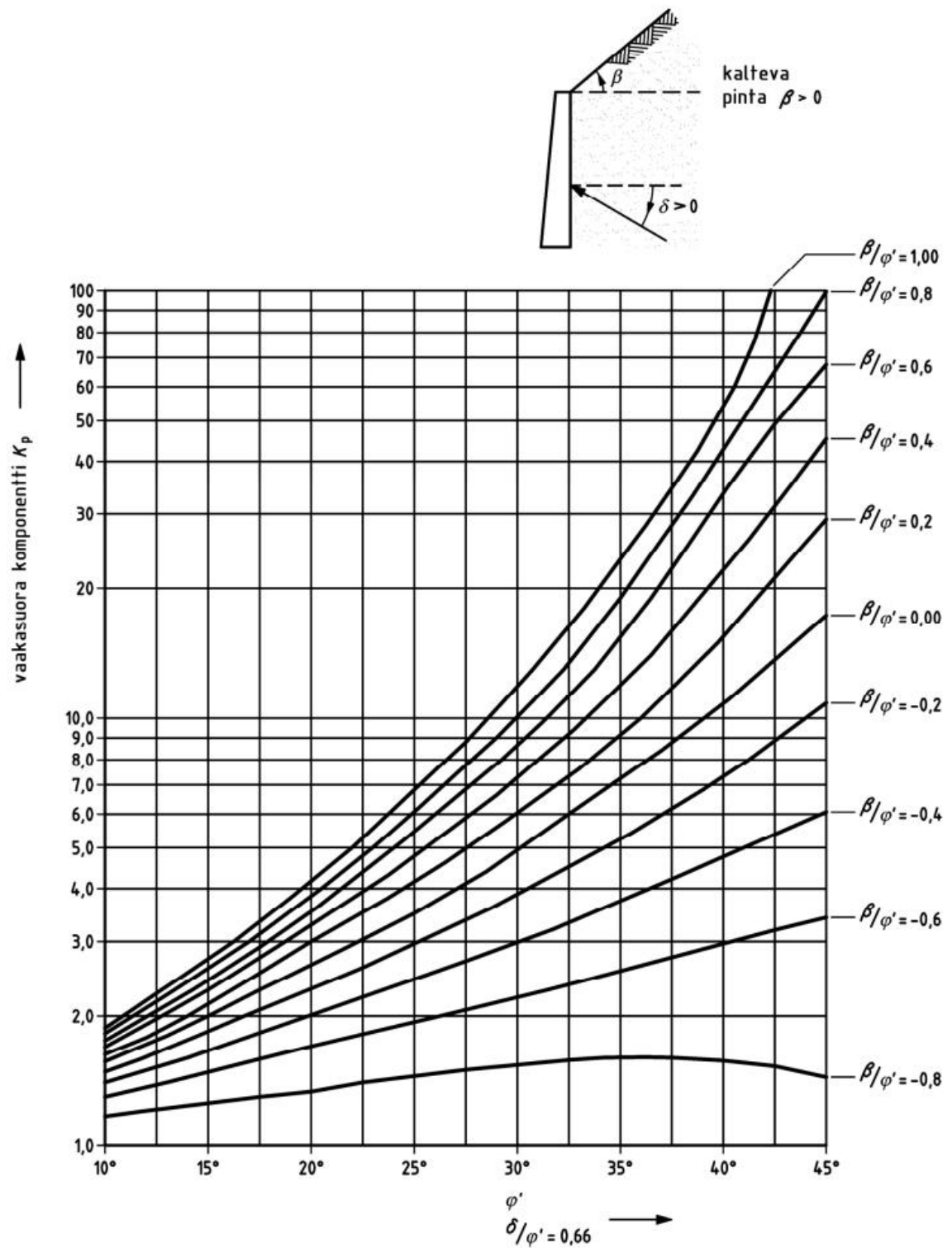




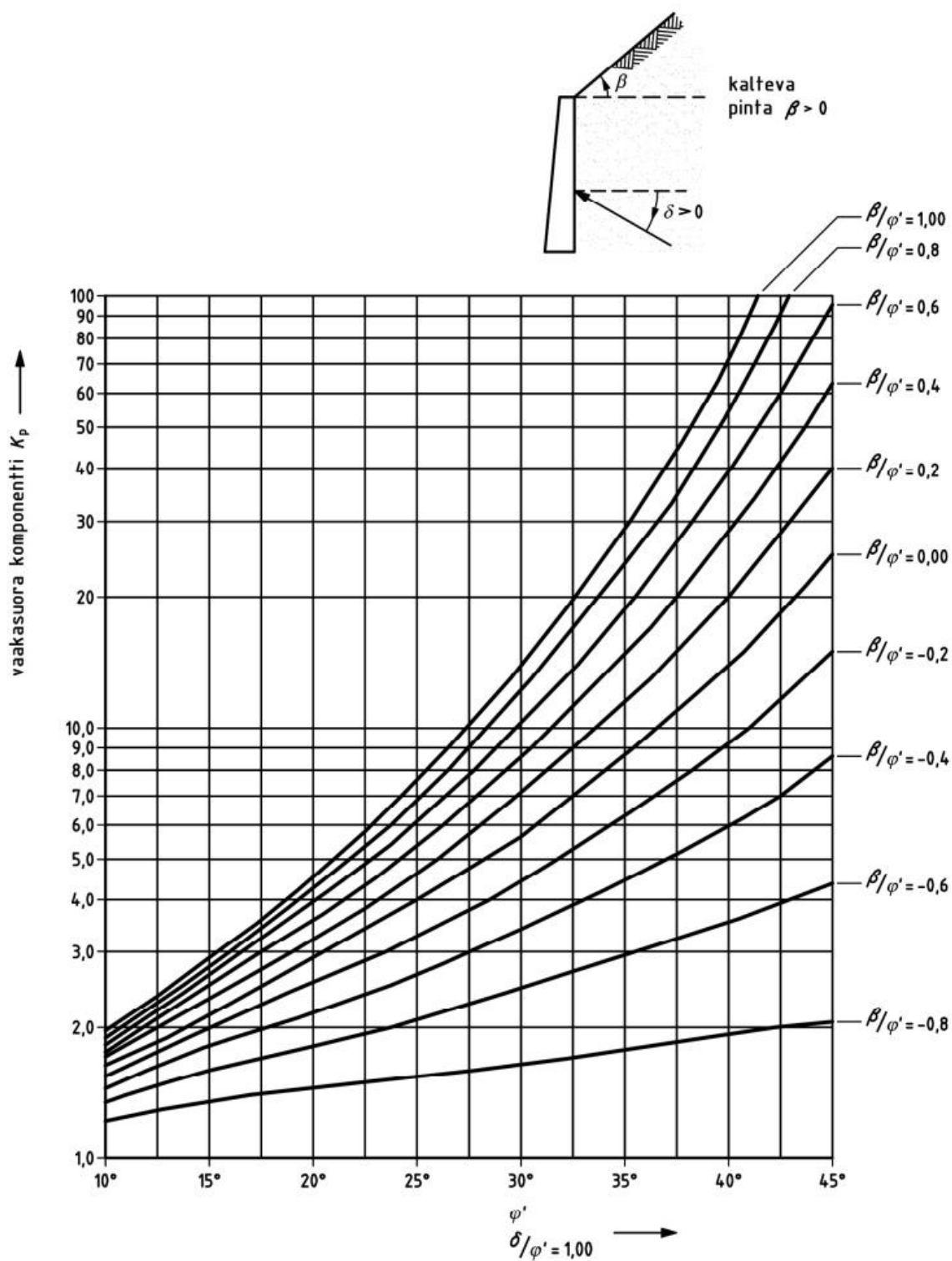
Kuva 5. Kertoimet  $K_p$  tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta vaakasuora ( $\beta = 0$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 135).



Kuva 6. Kertoimet  $K_p$  tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 0$  ja  $\delta = 0$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 136).



Kuva 7. Kertoimet  $K_p$  tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 0,66$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 137).



Kuva 8. Kertoimet  $K_p$  tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu maanpinta kalteva ( $\delta/\varphi' = 1,00$ ) (SFS-EN 1997-1 2005, s. 138).

Perustusta on koekuormitettu ensin radan suuntaisesti, josta on aiheutunut pysyviä siirtymiä perustukselle. Näiden siirtymien palautuminen on muuttanut todellisen kiertymä-momentti -kuvaajan muotoa. Myötömomentti on laskettu havaitun murtomomentin perusteella  $M_y = 0,5 \cdot M_u$ .  $\beta_y$  on laskettua myötömomenttia vastaava kiertymä,  $\beta_y = 0,5 \cdot \beta_u$ .

## LASKENNAN LÄHTÖARVOJA

Ei maanpaineita  $\xi = 0$  (tasainen maanpinta)

Aktiivipaine  $\xi = 1$

Lepopaine  $\xi = 2$

$$\xi := 1$$

$\Gamma$  = moneltako pilarinleveydeltä maanpaine kertyy (perustuksen geoteknisessä mitoituksessa maanpaine lasketaan yhdeltä pilarinleveydeltä, rakenteellisessa mitoituksessa kolminkertaiselta pilarinleveydeltä)

$$\Gamma := 1$$

K = luiskan kaltevuus (K=0, jos tasamaa)

$$K := \frac{1}{1.488} = 0.67$$

Perustus ei ole luiskan reunassa, joten luiskan kaltevuutta voidaan pienentää kuvittelemalla luiskan yläreuna perustuksen etureunan kohdalle

Perustuksen sijainti luiskaan nähden:

Kokonaan luiskassa  $\zeta = 0$

luiskan reunassa  $\zeta = 1$

luiskan päällä  $\zeta = 2$

$$\zeta := 2$$

Laskennassa maanpinnan tasoksi oletetaan tukikerroksen alapinnan taso. Tukikerroksen paino otetaan huomioon perustukselle tulevana tasaisena maanpaineikuormana.

## Osavarmuusluvut:

$$K_{FI} := 1.0$$

Seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin

$$\psi := 1$$

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

$$\gamma_{G.oma} := 1$$

Oman painon osavarmuusluku

$$\gamma_{G.pyl} := 1$$

Pylvään painon osavarmuusluku

$$\gamma_Q := 1$$

Muuttuvan kuorman osavarmuusluku

$$g_{luiska} = \begin{cases} 1 & \text{if } K = 0 \\ 0.58 & \text{if } K = \frac{1}{4} \\ 0.48 & \text{if } K = \frac{1}{3} \\ 0.35 & \text{if } K = \frac{1}{2} \\ 0.23 & \text{if } K = \frac{1}{1.5} \end{cases}$$

Luiskankaltevuudesta johtuva kantokestävyyden pienennyskerroin (Kulmala 1995)

$$g_{luiska} = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5$$

Luiskankaltevuudesta johtuva pienennyskerroin ohjeen sillan geotekninen suunnittelu (LiVi) mukaan (Brinck-Hansen)

## PERUSTUKSEN TIEDOT

$$B_x := 1.2\text{m}$$

Anturan pituus (sivumitta kohtisuoraan rataa vasten)

$$B_y := 1.2\text{m}$$

Anturan leveys (sivumitta radan suunnassa)

$$b_x := 0.55\text{m}$$

Peruspilarin pituus (sivumitta kohtisuoraan rataa vasten)

$$b_y := 0.45\text{m}$$

Peruspilarin leveys (sivumitta radan suunnassa)

$$H_{\text{per}} := 2.2\text{m}$$

Perustuksen korkeus

$$h_{\text{ant}} := 0.3\text{m}$$

Anturan korkeus

$$h_1 := 0.4\text{m}$$

Peruspilarin yläpinnan etäisyys maanpinnasta perustuksen keskellä

$$h_{\text{pil}} := H_{\text{per}} - h_{\text{ant}} = 1.9\text{ m}$$

Peruspilarin korkeus

$$h_{\text{mp}} := H_{\text{per}} - h_1 = 1.8\text{ m}$$

Perustuksen maanpinnan alapuolella olevan osan korkeus perustuksen keskellä

$$C_x := \frac{B_x - b_x}{2} = 0.325\text{ m}$$

Anturan reunan ja pilarin välinen etäisyys rataa vastaan kohtisuorassa suunnassa

$$C_y := \frac{B_y - b_y}{2} = 0.375\text{ m}$$

Anturan reunan ja pilarin välinen etäisyys radan suunnassa

$$D := \begin{cases} h_{\text{mp}} - K \cdot \left( \frac{b_x}{2} + C_x \right) & \text{if } \zeta = 0 = 1.8\text{ m} \\ h_{\text{mp}} - K \cdot \left( \frac{b_x}{2} + C_x \right) & \text{if } \zeta = 1 \\ h_{\text{mp}} & \text{if } \zeta = 2 \end{cases} \quad \text{Perustamissyvyys}$$

$$\gamma_{\text{bet}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Betonin tilavuuspaino



## APUMITTOJA LASKENTAAN

$$h_0 := \begin{cases} h_{mp} + K \cdot \left( \frac{b_x}{2} \right) & \text{if } \zeta = 0 = 1.8 \text{ m} \\ h_{mp} & \text{if } \zeta = 1 \\ h_{mp} & \text{if } \zeta = 2 \end{cases}$$

Perustuksen alapinnan etäisyys maanpinnasta peruspilarin radan puoleisella reunalla

$$h_2 := \begin{cases} h_{mp} + K \cdot \left( \frac{b_x}{2} + \frac{C_x}{2} \right) - h_{ant} & \text{if } \zeta = 0 = 1.5 \text{ m} \\ h_{mp} - h_{ant} & \text{if } \zeta = 1 \\ h_{mp} - h_{ant} & \text{if } \zeta = 2 \end{cases}$$

Perustuksen yläpuolella olevan maakaistaleen keskim. korkeus yläluiskan puolella

$$h_3 := \begin{cases} H_{per} - h_1 - h_{ant} & \text{if } \zeta = 0 = 1.5 \text{ m} \\ h_{mp} - h_{ant} & \text{if } \zeta = 1 \\ h_{mp} - h_{ant} & \text{if } \zeta = 2 \end{cases}$$

Perustuksen yläpuolella olevan maakaistaleen keskim. korkeus peruspilarin kohdalla

$$h_4 := \begin{cases} h_3 - K \cdot \left( \frac{b_x}{2} + \frac{C_x}{2} \right) & \text{if } \zeta = 0 = 1.5 \text{ m} \\ h_3 - K \cdot \left( \frac{b_x}{2} + \frac{C_x}{2} \right) & \text{if } \zeta = 1 \\ h_{mp} - h_{ant} & \text{if } \zeta = 2 \end{cases}$$

Perustuksen yläpuolella olevan maakaistaleen keskim. korkeus alaluiskan puolella

## MAAN PARAMETRIT

$$\phi_{yp} := 33 \cdot \text{deg}$$

Tehokas kitkakulma perustamistason yläpuolella

$$\phi_{ap} := 34 \cdot \text{deg}$$

Tehokas kitkakulma perustamistason alapuolella

$$\gamma_{yp} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tehokas tilavuuspaino perustamistason yläpuolella

$$\gamma_{ap} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tehokas tilavuuspaino perustamistason alapuolella

$$\beta := \text{atan}(K) = 33.903^\circ$$

Maanpinnan kaltevuus



**KANTOKESTÄVYYDEN LASKENNAN KUORMITUSTIEDOT**

Ulkoisesta vaakakuormasta aiheutuva momentti perustuksen alapäässä

$$M_{\text{kant}} := 29.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kantokestävyyden laskennassa käytettävä momentti

$$y := 4.35 \text{ m}$$

Kuormituksen etäisyys perustuksen yläpinnasta

$$X := H_{\text{per}} + y = 6.55 \text{ m}$$

Koekuormitusvoiman momenttivarsi

$$H_{\text{kant}} := \frac{M_{\text{kant}}}{X} = 4.56 \cdot \text{kN}$$

Vaakasuuntainen koekuormitusvoima

$$V_{\text{pylväs}} := 10 \cdot \text{kN}$$

Pylvään omapaino

**OMAT PAINOT**

$$G_{\text{pil}} := h_{\text{pil}} \cdot b_x \cdot b_y \cdot \gamma_{\text{bet}} = 11.756 \cdot \text{kN}$$

Peruspilarin paino

$$G_{\text{ant}} := B_x \cdot B_y \cdot h_{\text{ant}} \cdot \gamma_{\text{bet}} = 10.8 \cdot \text{kN}$$

Anturalaatan paino

$$G_{\text{per}} := G_{\text{ant}} + G_{\text{pil}} = 22.556 \cdot \text{kN}$$

Perustuksen paino

Perustuksen päällä olevien maamassojen painot ja epäkeskisyydet:

$$G_1 := h_4 \cdot B_y \cdot C_x \cdot \gamma_{\text{yp}} = 9.945 \cdot \text{kN} \quad e_{1,x} := \frac{b_x + C_x}{2} = 0.438 \text{ m}$$

Alaluiskan puoleisten perustuksen päällä olevien maiden paino

$$G_2 := h_3 \cdot b_x \cdot C_y \cdot \gamma_{\text{yp}} = 5.259 \cdot \text{kN}$$

Peruspilarin kohdalla olevien maiden paino

$$G_3 := h_2 \cdot B_y \cdot C_x \cdot \gamma_{\text{yp}} = 9.945 \cdot \text{kN} \quad e_{3,x} := \frac{b_x + C_x}{2} = 0.438 \text{ m}$$

Yläluiskan puoleisten perustuksen päällä olevien maiden paino

$$G_{\text{maa}} := G_1 + 2 \cdot G_2 + G_3 = 30.409 \cdot \text{kN} \quad \text{Maiden paino yhteensä}$$

$$G_{\text{tot}} := G_{\text{per}} + G_{\text{maa}} = 52.965 \cdot \text{kN}$$

**RASITUKSET ANTURAN ALAPINNASSA**

Penkereen painon aiheuttamat momentit (-merkki on tukevaa)

$$M_G := K_{FI} \cdot \gamma_{G.oma} \cdot (G_1 \cdot e_{1,x} - G_3 \cdot e_{3,x}) = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kantokestävyyden laskennassa käytetty momentti perustuksen alapinnassa

$$M_{kant} = 29.87 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Rasitukset kohtisuoraan rataa nähden anturan alapinnassa**

Kokonaismomentti anturan alapinnassa

$$M_{tot} := M_{kant} + M_G = 29.87 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kokonaispystykuorma anturan alapinnassa

$$V_{tot} := V_{pylväs} + K_{FI} \cdot \gamma_{G.oma} \cdot G_{tot} = 62.965 \cdot \text{kN}$$

$$e_x := \frac{M_{tot}}{V_{tot}} = 0.474 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{B_x}{3} = 0$$

Kokonaisvaakakuorma anturan alapinnassa

$$H_{tot} := H_{kant} = 4.56 \cdot \text{kN}$$

**Anturan teholliset mitat**

$$B_{x,t} := B_x - 2 \cdot |e_x| = 0.251 \text{ m}$$

$$B_{y,t} := B_y = 1.2 \text{ m}$$

$$A_t := B_{x,t} \cdot B_{y,t} = 0.301 \text{ m}^2$$

**Pohjapaine anturan pohjassa**

$$q_d := \frac{V_{tot}}{A_t} = 208.865 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**PERUSTUKSEN KANTOKESTÄVYYS DA2\*-MENETELMÄLLÄ**

Perustuksen tehokkaat sivumitat

$$B' := \min(B_{x,t}, B_{y,t}) = 0.251 \text{ m} \quad L' := \max(B_{x,t}, B_{y,t}) = 1.2 \text{ m}$$

Perustuksen alapuolisen maan tehokas kitkakulma  $\phi_t := \phi_{ap} = 34.^\circ$ Perustuksen alapuolisen maan tehokas koheesio  $c_t := 0$ Perustuksen pohjan kaltevuus  $\alpha := 0$ **Kantavuuskaavan parametrit**

$$N_q := \tan\left(45 \cdot \text{deg} + \frac{\phi_t}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \tan(\phi_t)} = 29.44$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\phi_t) = 42.16$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_t) = 38.37$$

Kertoimet pohjan kaltevuudelle

$$b_q := (1 - \alpha \cdot \tan(\phi_t))^2 = 1$$

$$b_c := b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan(\phi_t)} = 1$$

$$b_\gamma := b_q = 1$$

Kertoimet perustuksen tehollisten pituuksien muodolle

$$s_q := \begin{cases} (1 + \sin(\phi_t)) & \text{if } B_{x,t} = B_{y,t} \\ \left(1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\phi_t)\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 1.117$$

$$s_\gamma := \begin{cases} 0.7 & \text{if } B_{x,t} = B_{y,t} \\ \left(1 - \frac{B'}{L'} \cdot 0.3\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.937$$

$$s_c := \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1.121$$

Kertoimet kuormitusresultantin kaltevuudelle

Vaakakuorma vaikuttaa B':n suunnassa =>  $m = m_B$

$$m_B := \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = 1.827$$

$$i_q := \left( 1 - \frac{H_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}} + A_t \cdot c_t \cdot \cot(\phi_t)} \right)^{m_B} = 0.872$$

$$i_c := i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\phi_t)} = 0.867$$

$$i_\gamma := \left( 1 - \frac{H_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}} + A_t \cdot c_t \cdot \cot(\phi_t)} \right)^{m_B + 1} = 0.809$$

Perustustason yläpuolisten maiden aiheuttama jännitys perustamissyvyyteen

$$q_t := D \cdot \gamma_{yp} = 30.6 \cdot \text{kPa}$$

Kantokestävyyden osavarmuusluku

$$\gamma_{R.v} := 1$$

Luiskavaikutuksen pienennyskerroin

$$g_{\text{luiska1}} := 0.23$$

Kulmalan mukaan

$$g_{\text{luiska2}} := (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 = 0.129$$

Ohjeen sillan geotekninen suunnittelu (LiVi)  
mukaan

Mitoituskantokestävyys Kulmalan luiskapienennyskerrointa käyttäen

$$q_{Rd1} := g_{\text{luiska1}} \cdot \frac{c_t \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q_t \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_{ap} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma}{\gamma_{R.v}} = 209.308 \cdot \text{kPa}$$

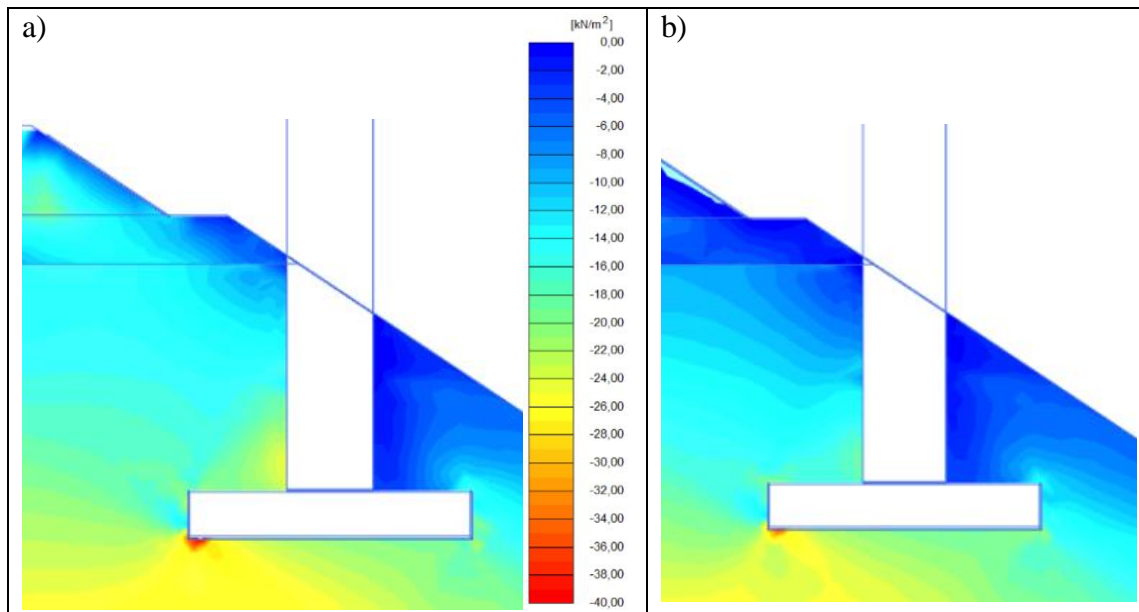
$$R_{d1} := q_{Rd1} \cdot A_t = 63.099 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{tot}} = 62.965 \cdot \text{kN}$$

$$F := \frac{R_{d1}}{V_{\text{tot}}} = 1.002$$

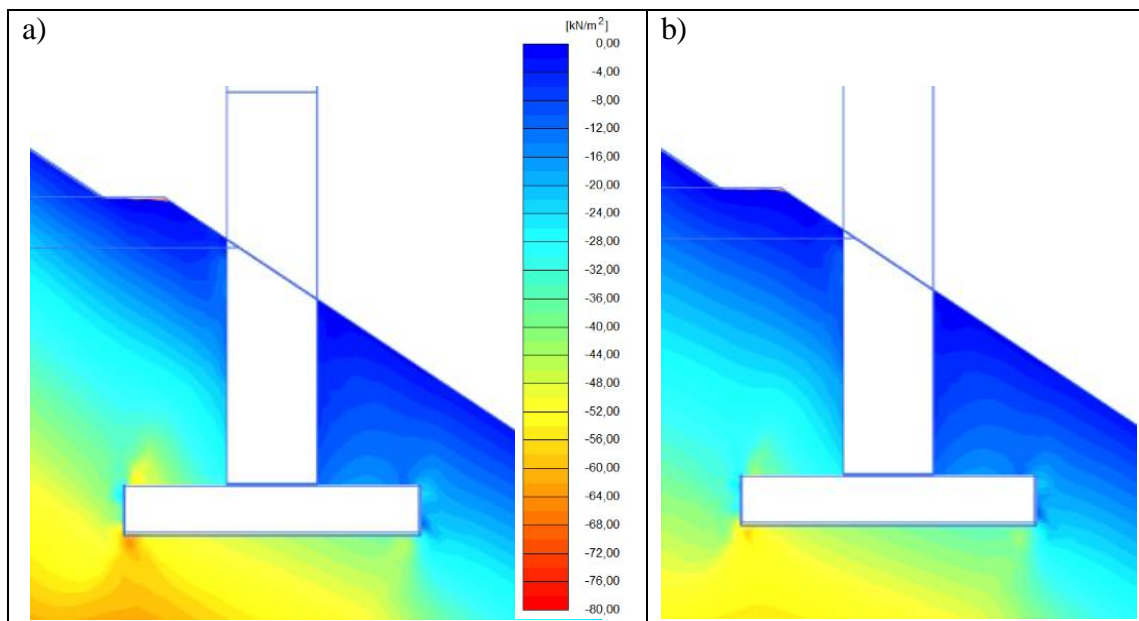
Ylimitoituskerroin

## Liite 4. Anturallisen perustuksen Plaxis3D-laskentojen tulokset, eristyskerros mallinnettu karkeasta hiekasta



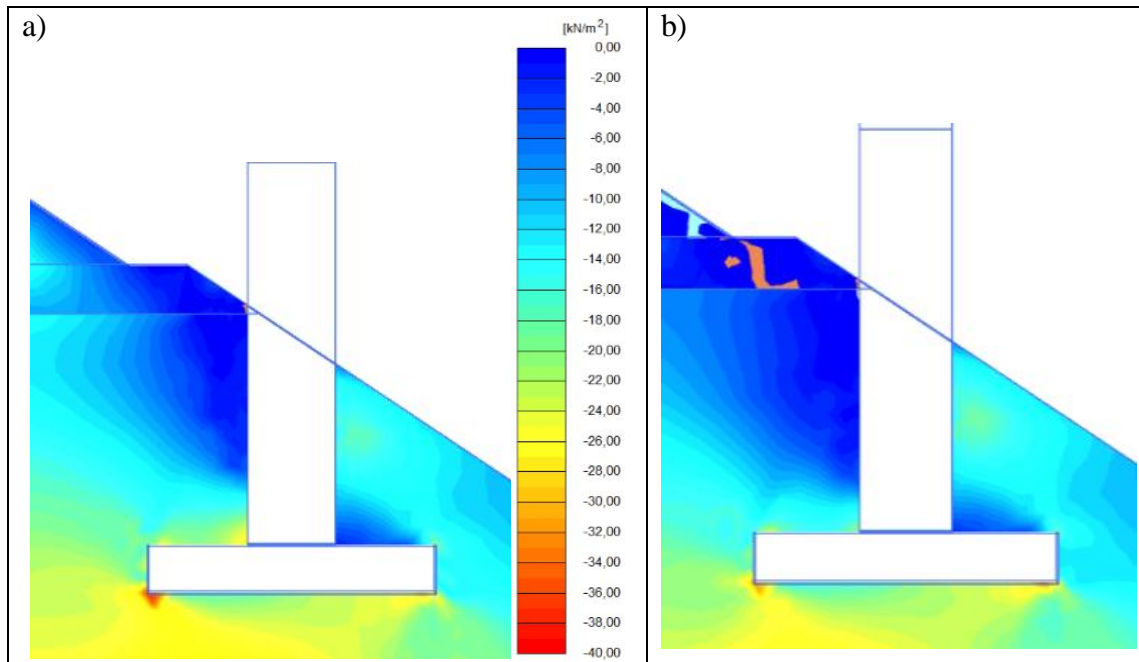
Kuva 1. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,
- b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa

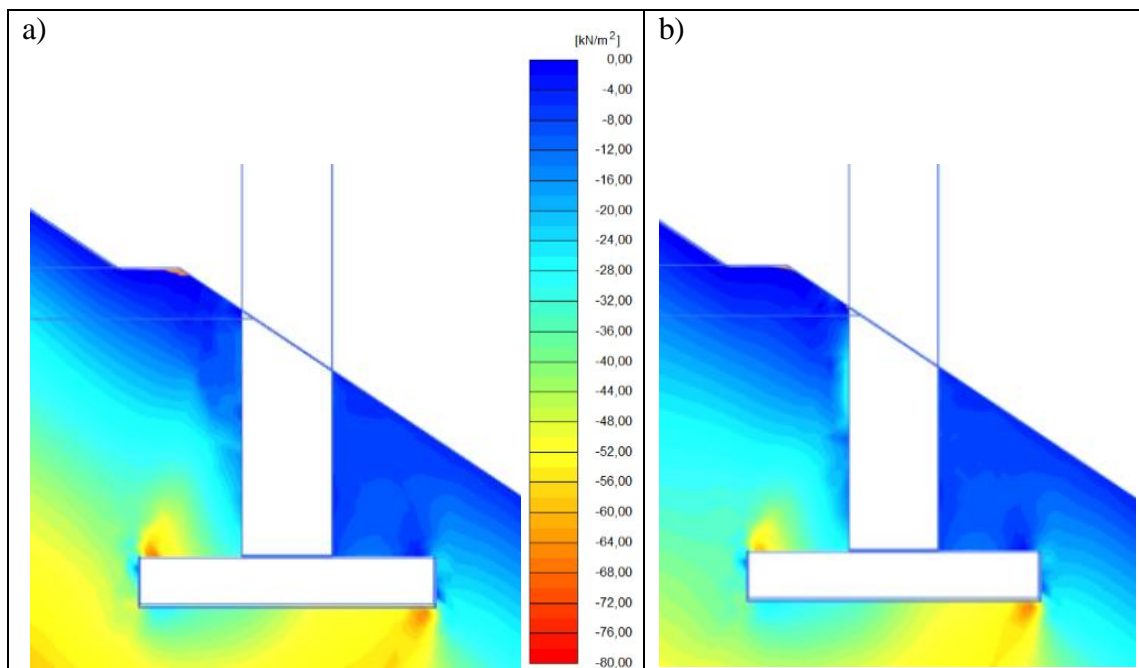


Kuva 2. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,
- b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa.



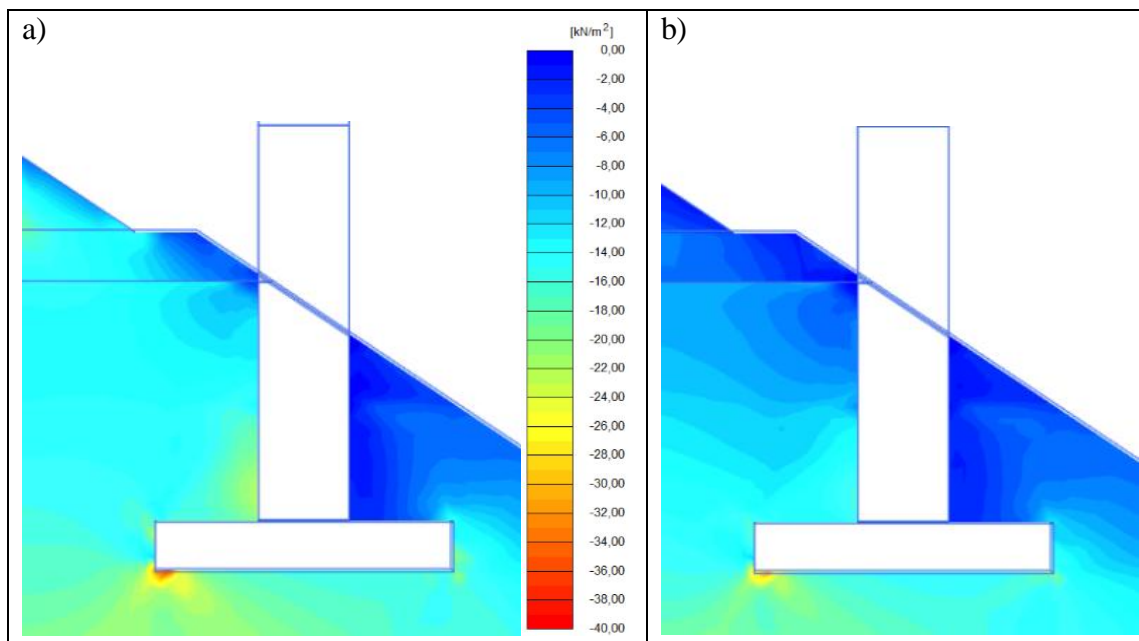
Kuva 3. Sivukuormitus luiskaan, penger materiaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä  
a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna kuormaa



Kuva 4. Sivukuormitus luiskaan, penger materiaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä  
a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna kuormaa

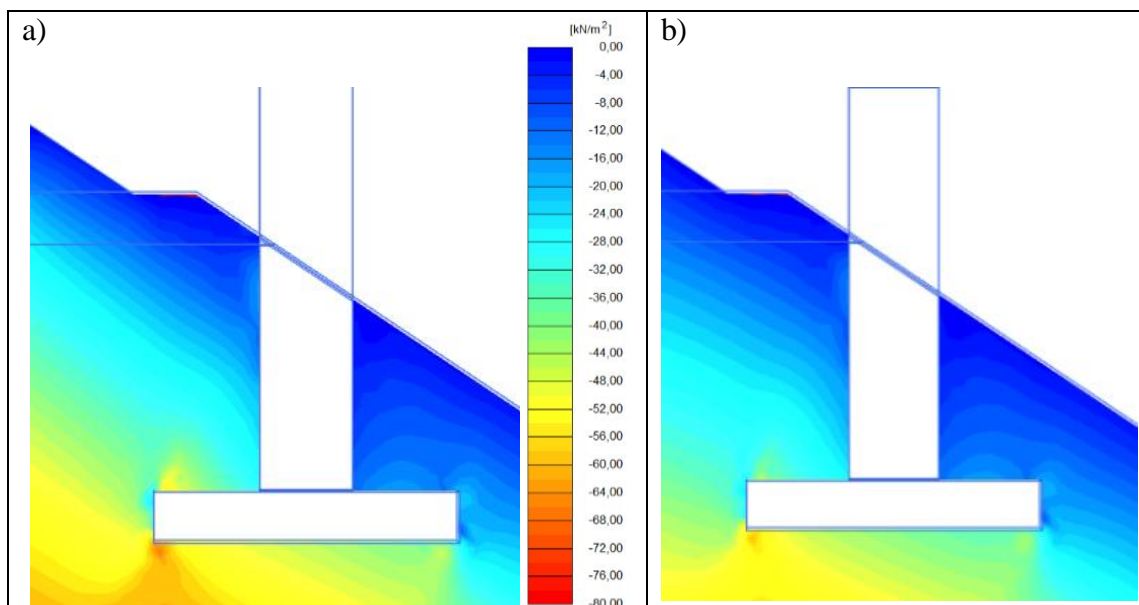


## Liite 5. Anturallisen perustuksen Plaxis3D-laskentojen tulokset, eristyskerros mallinnettu kalliomurskeesta



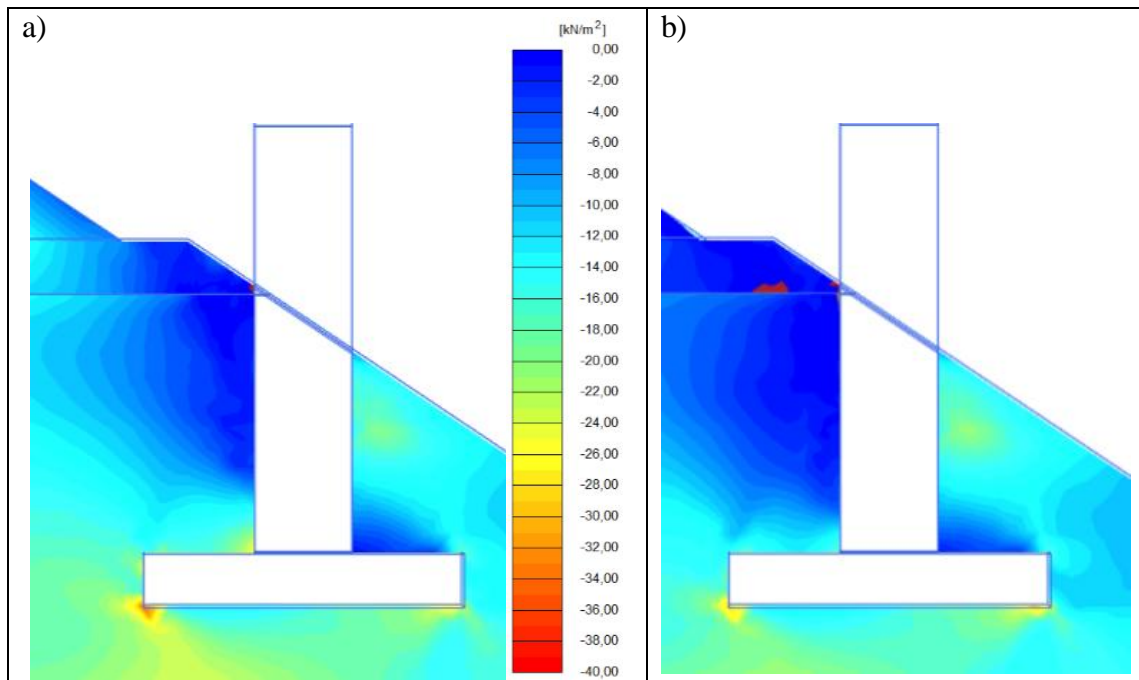
Kuva 1. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

- a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
 b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa



Kuva 2. Ei sivukuormitusta, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

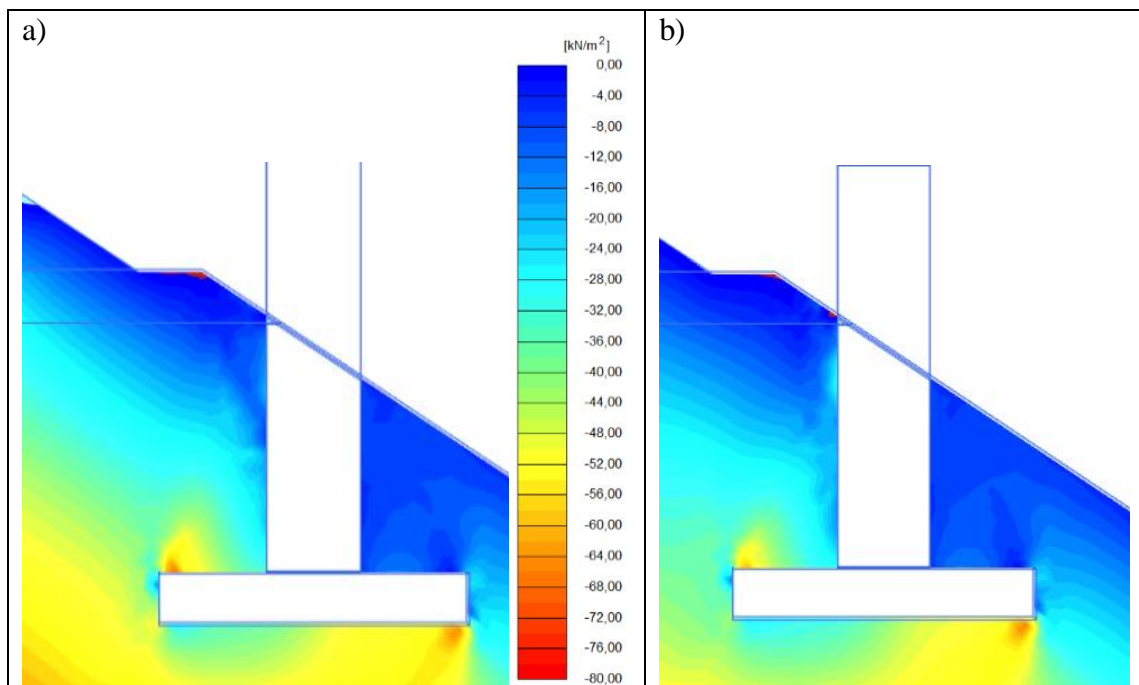
- a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,  
 b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa.



Kuva 3. Sivukuormitus luiskaan, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

a) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,

b) tehokkaat vaakajännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa



Kuva 4. Sivukuormitus luiskaan, pengermateriaali karkea Hk, poikkileikkaus perustuksen keskeltä

a) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä junakuorman vaikuttaessa,

b) tehokkaat pystyjännitykset perustuksen ympäristössä ilman juna-kuormaa